



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports

UPC BARCELONATECH

Estudio del comportamiento estructural de elementos de hormigón pretensados con armadura de FRP

Trabajo realizado por:

Gonzalo Gandarillas Pérez

Dirigido por:

Eva Maria Oller Ibars

Antonio Ricardo Mari Bernat

Tutor externo:

Noemí Duarte Gómez

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, 30 de septiembre de 2019

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

Agradecimientos

A Dios, mis padres y hermanos, mi familia, amigos, y todas aquellas personas que creen en mí y me acompañan y motivan a ser un mejor profesional y una mejor persona.

A Eva y Noemí, por su paciencia y predisposición siempre.

RESUMEN

Los compuestos de FRP remontan su uso en la ingeniería estructural a la década de los 50s, llamando la atención del campo principalmente por su alta resistencia a la corrosión. Su alta resistencia, ligereza y sus propiedades no magnéticas y no conductoras se suman a sus características no corrosivas. En 1986 se construye el primer puente de autopista utilizando tendones postensados de FRP en Alemania. El interés sobre este material como armadura activa reside en su capacidad de configurar la armadura para cumplir con los objetivos específicos de rendimiento y diseño.

A pesar de la factibilidad a nivel técnico de este material compuesto, la falta de normativas oficiales limita la aplicación e impide la promoción de su conocimiento. Otro de los impedimentos para su desarrollo son el creep y la rotura frágil.

Este documento tiene por objeto el estudio del comportamiento mecánico de elementos pretensados con armadura de FRP. Para la comprensión de este material compuesto se hace una síntesis sobre el estado del arte para poder luego aplicar este conocimiento en la práctica.

Se plantea el diseño de una campaña experimental con ensayos de cuatro puntos y control de desplazamiento para el estudio de vigas pretensadas con armadura activa de FRP sometidas a flexión y cortante. A través de la modelización numérica de la campaña, seremos capaces de predecir los resultados experimentales de la misma.

El software especializado midas FEA será la herramienta que nos permita realizar esta modelización. La validación del modelo es importante, por lo que se han escogido cuatro ensayos experimentales sobre el comportamiento a flexión y cortante de tendones de FRP en vigas, que serán representados numéricamente tomando en cuenta las bases para la modelización numérica de materiales cuasifrágiles, los modelos constitutivos de los materiales y su análisis considerando el método de elementos finitos aplicado por el software. Parámetros como el modelo de fisura, la resistencia a tracción, la energía de fractura y el ancho de banda de fisura jugarán un papel preponderante en la búsqueda de esta validación.

La campaña experimental consta de cuatro vigas simplemente apoyadas, cuya configuración ha sido escogida en función a criterios de escala (dependerán de las características del laboratorio) y de desarrollo del daño (fallo a flexión o a cortante). Para el diseño de la armadura longitudinal y transversal se recurrió a los criterios propuestos por el reporte ACI 440.4R-04.

La predicción de los resultados se resume en gráficas carga-desplazamiento y gráficas de tensiones y deformaciones en el paso de carga de falla o carga última.

Una síntesis sobre el estado del arte del material compuesto con un enfoque en su aplicación como armadura activa, la validación del modelo y el proceso iterativo que conlleva, el diseño de la campaña experimental, y la predicción de sus resultados, permitirán realizar algunas conclusiones y plantear futuras líneas de investigación.

ABSTRACT

FRP composites have been used in the structural engineering industry since the 50s, attracting the attention of the field due its high resistance to corrosion. Its high strength, lightness and its nonmagnetic and nonconductive properties add to its noncorrosive properties. In 1986, the first highway bridge using post-tensioned FRP tendons was built in Germany. The interest in this material as an active reinforcement lies in its ability to configure the reinforcement to meet specific performance and design objectives.

Despite the technical feasibility of this composite material, the lack of official regulations limits its application and its propagation. In addition, the creep behavior and the brittle failure might also get in the way of its wide application.

The purpose of this document is to study the mechanical behavior of prestressed elements with FRP tendons. For better acknowledgement, a synthesis about the state of the art is made so that it can be applied in practice.

The design of a four points displacement-based experimental campaign is proposed for the study of prestressed beams with active FRP reinforcement subjected to bending and shear. Through numerical modeling, we will be able to predict the experimental results of the campaign.

Midas FEA will be the specialized software used to perform this modeling. The validation of the model is quite important, in that four experimental tests have been selected regarding to the flexural and shear behavior of FRP tendons in beams, which will be represented numerically taking into account the basis for numerical modeling of quasi-fragile materials, constitutive models of the materials, and analysis criteria considering the finite element method applied by the software. Parameters such as crack model, tensile strength, fracture energy and crack-band width will play a preponderant role for the exploration of the validation.

The experimental campaign consists of four simply supported beams, whose configurations have been defined in accordance with scale criteria (will depend on the laboratory equipment) and damage development criteria (flexural or shear failure). ACI 440.4R-04 report was used for longitudinal and transverse reinforcement design.

The prediction of results is summarized in load-displacement graphs, stresses diagrams and strains diagrams at ultimate load.

A synthesis on the state of the art of the composite material focused on its application as an active reinforcement, validation of the model and the iterative process it entails, the design of the experimental campaign, and the prediction of its results, will allow us to make some conclusions and propose future lines of research.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	II
ABSTRACT	III
TABLA DE CONTENIDO.....	IV
LISTA DE TABLAS	VII
LISTA DE FIGURAS.....	IX
SIMBOLOGÍA.....	XV
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Planteamiento del problema.....	2
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos	2
1.3 Estructura del documento	3
2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....	4
2.1 Antecedentes.....	4
2.2 FRP	4
2.2.1 Descripción.....	4
2.2.2 Clasificación y características del FRP	5
2.2.2.1 Características del FRP	5
2.2.2.2 Clasificación según el material	11
2.2.2.3 Clasificación según el tipo de producto	13
2.3 FRP como armadura activa	14
2.3.1 Descripción.....	14
2.3.2 Comportamiento estructural del hormigón con armadura activa de FRP	16
2.3.2.1 Comportamiento a flexión.....	16
2.3.2.2 Comportamiento a fatiga	19
2.3.2.3 Comportamiento a largo plazo (time-dependent behavior)	20
2.3.2.4 Ductilidad y deformabilidad.....	21
2.3.2.5 Transferencia y longitud de desarrollo	24
2.3.2.6 Comportamiento a cortante.....	26

2.3.3	Empleo del FRP como armadura activa en estructuras.....	28
2.3.4	Dispositivos de anclaje.....	29
2.3.4.1	Caracterización del anclaje.....	29
2.3.4.2	Modos de rotura de los anclajes.....	33
2.4	Diseño con FRP pretensado. Tratamiento normativo.....	34
2.4.1	Diseño de elementos de hormigón pretensado con tendones de FRP según ACI 440.4R-04.....	36
2.4.1.1	Diseño a flexión.....	36
2.4.1.2	Diseño a cortante.....	38
3.	VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO	41
3.1	Bases para la modelización numérica de elementos reforzados y pretensados con FRP	41
3.1.1	Modelización numérica de materiales cuasifrágiles.....	41
3.1.2	Modelos constitutivos de los materiales	43
3.1.2.1	Hormigón	43
3.1.2.2	Armadura – Barras, tendones y estribos de FRP	50
3.1.2.3	Interfaz hormigón-FRP	51
3.1.3	Discretización en elementos finitos	51
3.1.3.1	Hormigón	52
3.1.3.2	Armadura – Barras, tendones y estribos de FRP	52
3.1.3.3	Tamaño del elemento	52
3.1.3.4	Cargas.....	53
3.1.3.5	Condiciones de contorno.....	54
3.1.4	Análisis	54
3.1.4.1	Esquema de iteración	55
3.1.4.2	Criterios de convergencia	59
3.2	Modelo numérico mediante simulación de ensayos experimentales existentes	61
3.2.1	Ensayos considerados para validación.....	61
3.2.1.1	Modelización de los ensayos experimentales – Modelos constitutivos y tratamiento en relación al método de los elementos finitos	62
3.2.1.2	Primer Modelo para Validación – JON_A2.....	64
3.2.1.3	Segundo Modelo para Validación – ABS_A3.....	68
3.2.1.4	Tercer Modelo para Validación– ABS_A4.....	72

3.2.1.5	Cuarto Modelo para Validación – MIR_B30	76
3.3	Estudio de sensibilidad de los parámetros que influyen en la modelización numérica	79
3.3.1	Resistencia de tracción del hormigón y modelo de fisura.....	80
3.3.1.1	Factor de retención de cortante.....	82
3.3.2	Energía de fractura	83
3.3.3	Ancho de banda de fisura.....	85
4.	DEFINICIÓN DE LA FUTURA CAMPAÑA EXPERIMENTAL	88
4.1	Configuración de los ensayos.....	88
4.2	Propiedades de los materiales.....	91
4.2.1	Hormigón.....	91
4.2.2	Armadura – Barras, tendones y estribos de FRP	92
4.3	Cargas y condiciones de contorno	93
5.	PREDICCIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DE ELEMENTOS PRETENSADOS CON FRP	94
5.1	Modelo H50CF	94
5.2	Modelo H50CS	98
5.3	Modelo H20CF	102
5.4	Modelo H20CS	106
6.	CONCLUSIONES.....	111
6.1	Conclusiones.....	111
6.2	Futuras líneas de investigación	114
7.	BIBLIOGRAFÍA	115
	ANEXOS.....	124

LISTA DE TABLAS

Tabla Nro. 1 Propiedades típicas de fibras para compuestos de FRP (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)	6
Tabla Nro. 2 Propiedades generales de fibras para compuestos de FRP (Jónsson, 2011)	6
Tabla Nro. 3 Propiedades típicas de matrices termoestables	7
Tabla Nro. 4 Densidades típicas para barras de armado para $V_f = 0,5 - 0,75 [kg/m^3]$ (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)	8
Tabla Nro. 5 Coeficientes típicos de expansión térmica para el acero y materiales de FRP $V_f = 0,5 - 0,75 [kg/m^3]$ (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)	8
Tabla Nro. 6 Propiedades mecánicas típicas a corto plazo de GFRP, CFRP y AFRP (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)	9
Tabla Nro. 7 Propiedades típicas de FRP ($V_f = 0,5 - 0,75 [kg/m^3]$) y barras de armadura de acero	9
Tabla Nro. 8 Propiedades mecánicas típicas a corto plazo del GFRP, CFRP y AFRP ..	16
Tabla Nro. 9 Índices y ratios para evaluar la deformabilidad (ACI Committee 440, Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2007)	23
Tabla Nro. 10 Ejemplo de estructuras de hormigón pretensadas y postensadas con FRP. Datos extraídos de (ACI Committee 440, Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2007)	29
Tabla Nro. 11 Tamaño máximo del elemento (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)	53
Tabla Nro. 12 Cuadro general de acciones.....	53
Tabla Nro. 13 Criterios de convergencia recomendados (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)	60
Tabla Nro. 14 Características geométricas de los ensayos para validación	61
Tabla Nro. 15 Información acerca del modelo constitutivo del hormigón.....	63
Tabla Nro. 16 Información general del ensayo JON_A2.....	64
Tabla Nro. 17 Características del hormigón – JON_A2	65
Tabla Nro. 18 Características de los tendones de BFRP – FRP JON_A2	65
Tabla Nro. 19 Resultados obtenidos y modo de falla del elemento ensayo/modelo JON_A2.....	67
Tabla Nro. 20 Información general del ensayo ABS_A3.....	68
Tabla Nro. 21 Características del hormigón - ABS_A3.....	69

Tabla Nro. 22	Características de los tendones de BFRP – FRP ABS_A3	69
Tabla Nro. 23	Resultados obtenidos y modo de falla del elemento ensayo/modelo ABS_A3.....	71
Tabla Nro. 24	Información general del ensayo ABS_A4.....	72
Tabla Nro. 25	Características del hormigón - ABS_A4.....	73
Tabla Nro. 26	Características de los tendones de BFRP – FRP ABS_A4	73
Tabla Nro. 27	Resultados obtenidos y modo de falla del elemento ensayo/modelo ABS_A4.....	75
Tabla Nro. 28	Información general del ensayo MIR_B30.....	76
Tabla Nro. 29	Características del hormigón – MIR_B30	77
Tabla Nro. 30	Características de los tendones de BFRP – FRP MIR_B30	77
Tabla Nro. 31	Características de las barras/estribos de acero – Acero MIR_B30.....	77
Tabla Nro. 32	Resultados obtenidos y modo de falla del elemento ensayo/modelo MIR_B30	79
Tabla Nro. 33	Características del hormigón para el modelo H50CF	80
Tabla Nro. 34	Variación de la resistencia a la tracción modelo H50CF.....	80
Tabla Nro. 35	Variación del factor de retención de cortante modelo H50CF.....	82
Tabla Nro. 36	Variación de la energía de fractura modelo H50CF	83
Tabla Nro. 37	Variación del ancho de banda de fisura modelo H50CF.....	85
Tabla Nro. 38	Características del hormigón para los modelos propuestos	92
Tabla Nro. 39	Características de las barras y tendones de BFRP para los modelos propuestos	92
Tabla Nro. 40	Características de la armadura transversal de GFRP para los modelos propuestos	92
Tabla Nro. 41	Características de la armadura transversal de acero inoxidable para los modelos propuestos	93
Tabla Nro. 42	Pretensado efectivo para los modelos de la campaña experimental.	93
Tabla Nro. 43	Resultados obtenidos del modelo en midas FEA (H50CF).....	98
Tabla Nro. 44	Resultados obtenidos del modelo en midas FEA (H50CS)	102
Tabla Nro. 45	Resultados obtenidos del modelo en midas FEA (H20CF).....	106
Tabla Nro. 46	Resultados obtenidos del modelo en midas FEA (H20CS)	110

LISTA DE FIGURAS

Figura Nro. 1 Curva tensión-deformación de fibras de refuerzo típicas a) carbono (alto módulo de elasticidad); b) carbono (alta resistencia); c) aramida (Kevlar 49); d) S-glass (vidrio); E-glass (vidrio); f) basalto (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)	6
Figura Nro. 2 Diagrama tensión-deformación para compuestos unidireccionales epoxy en la dirección de la fibra: a) vidrio/epoxy; b) aramida/epoxy; c) carbono/epoxy (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)	9
Figura Nro. 3 Curva histórica típica de deformación durante la deformación por fluencia.....	10
Figura Nro. 4 Tipos de producto de FRP a) Productos de FRP, b) Mallas de FRP, c) y d) Barras de refuerzo de FRP, e) Telas de FRP, f) Placas, chapas o bandas (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)	14
Figura Nro. 5 Ejemplo de configuraciones de armadura de FRP	16
Figura Nro. 6 Presentación esquemática de las respuestas momento-deflexión de elementos de hormigón pretensado.....	17
Figura Nro. 7 a) Dimensiones de los especímenes, b) Diagrama de configuración de carga para la viga, c) Longitudes relativas de los diferentes sistemas de agarre, d) Comparación de resultados entre las longitudes de transferencia y desarrollo para los materiales ensayados (Ehsani, Saadatmanesh, & Nelson, 1997)	26
Figura Nro. 8 Vigas ensayadas Puente Taylor (Fam, Rizkalla, & Tadros, 1997).....	27
Figura Nro. 9 (a) Abrazadera; (b) tapón y cono; (c) manga recta; (d) manga contorneada; (e) recubrimiento de metal; y (f) anclajes de cuña partidos.	30
Figura Nro. 10 Cuantía balanceada: Condiciones de tensión y deformación (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)	36
Figura Nro. 11 Radio mínimo y longitud de la cola de una curva de estribo (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)	40
Figura Nro. 12 Modelos de fisura en hormigón (midasFEA, 2015).....	42
Figura Nro. 13 Modelos de fisura ortogonal (midasFEA, 2015)	43
Figura Nro. 14 Tensión de cortante – Principal respuesta de deformación por tensión para el panel PB21 (Feenstra, de Borst, & Rots, 1991)	44
Figura Nro. 15 Respuesta de compresión deteriorada en elementos de hormigón armado fisurados (Vecchio & Collins, 1993)	46
Figura Nro. 16 Curva de ablandamiento a) Exponencial, b) Hordijk, c) Multilineal....	47
Figura Nro. 17 Tipos de diagramas de compresión (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)	48

Figura Nro. 18	Ejemplos de longitud equivalente basada en las dimensiones del elemento y la dirección de la fisura (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016).	49
Figura Nro. 19	Relación tensión-deformación para materiales de FRP según su fibra (Gunnarsson, 2013)	51
Figura Nro. 20	Proceso de iteración	55
Figura Nro. 21	Método de rigidez inicial (midasFEA, 2015)	56
Figura Nro. 22	Método regular de Newton-Raphson (midasFEA, 2015)	57
Figura Nro. 23	Método de Newton-Raphson modificado (midasFEA, 2015)	58
Figura Nro. 24	Control para longitud de arco	59
Figura Nro. 25	Método de longitud de arco esférico (midasFEA, 2015)	59
Figura Nro. 26	Artículos de norma para determinar convergencia (midasFEA, 2015)	60
Figura Nro. 27	Esquema de la viga ensayada escogida para validación JON_A2 (Dimensiones en milímetros)	64
Figura Nro. 28	Diagrama fuerza-desplazamiento JON_A2	66
Figura Nro. 29	Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – midas FEA JON_A2	66
Figura Nro. 30	Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – Ensayo real JON_A2 (Jónsson, 2011)	67
Figura Nro. 31	Esquema de la viga ensayada escogida para validación ABS_A3 (Dimensiones en milímetros)	68
Figura Nro. 32	Diagrama fuerza-desplazamiento ABS_A3	70
Figura Nro. 33	Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – midas FEA ABS_A3	70
Figura Nro. 34	Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – Ensayo real ABS_A3 (Ásbjörnsson, 2013)	71
Figura Nro. 35	Esquema de la viga ensayada escogida para validación ABS_A4 (Dimensiones en milímetros)	72
Figura Nro. 36	Diagrama fuerza-desplazamiento ABS_A4	74
Figura Nro. 37	Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – midas FEA ABS_A4	74
Figura Nro. 38	Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – Ensayo real ABS_A4 (Ásbjörnsson, 2013)	75
Figura Nro. 39	Esquema de la viga ensayada escogida para validación MIR_B30 (Dimensiones en milímetros)	76
Figura Nro. 40	Diagrama fuerza-desplazamiento MIR_B30	78

Figura Nro. 41 Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – Ensayo real MIR_B30	78
Figura Nro. 42 Conexión de las barras roscadas de armadura de BFRP para el pretensado y configuración del ensayo – midas FEA MIR_B30	79
Figura Nro. 43 Variación de la resistencia a la tracción modelo H50CF - Fisura Rotante	81
Figura Nro. 44 Variación de la resistencia a la tracción modelo H50CF - Fisura Fija ...	81
Figura Nro. 45 Variación del factor de retención de cortante modelo H50CF	82
Figura Nro. 46 Variación de la energía de fractura modelo H50CF	83
Figura Nro. 47 Patrón de fisuración para distintos valores de Energía de Fractura Gf , de arriba abajo $Gf = 0.05$, $Gf = 0.154$, $Gf = 0.3$	84
Figura Nro. 48 Variación del ancho de banda de fisura modelo H50CF.....	85
Figura Nro. 49 Patrón de fisuración para distintos valores de ancho de banda de fisura h , de arriba abajo $h = 25\text{ mm}$, $h = 50\text{ mm}$, $h = 100\text{ mm}$	86
Figura Nro. 50 Configuración típica de los ensayos escogidos	88
Figura Nro. 51 Esquema de configuración para viga H50CF (Dimensiones en milímetros)	89
Figura Nro. 52 Esquema de configuración para viga H50CS (Dimensiones en milímetros)	89
Figura Nro. 53 Esquema de configuración para viga H20CF (Dimensiones en milímetros)	90
Figura Nro. 54 Esquema de configuración para viga H20CS (Dimensiones en milímetros)	91
Figura Nro. 55 Carga y deflexión expuestas en la predicción de resultados.....	94
Figura Nro. 56 Diagrama fuerza-desplazamiento (H50CF)	95
Figura Nro. 57 Distribución de tensiones para los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: $[N/mm^2]$	95
Figura Nro. 58 Deformación máxima en los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: Adimensional	96
Figura Nro. 59 Máxima sollicitación en la armadura transversal en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: $[N/mm^2]$	96
Figura Nro. 60 Distribución de tensiones de tracción en el hormigón en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: $[N/mm^2]$	96
Figura Nro. 61 Distribución de tensiones de compresión en el hormigón en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: $[N/mm^2]$	97
Figura Nro. 62 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: Adimensional	97

Figura Nro. 63 Comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla. (H50CF). Unidades: [mm].....	98
Figura Nro. 64 Diagrama fuerza-desplazamiento (H50CS)	99
Figura Nro. 65 Distribución de tensiones para los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: [N/mm ²]	99
Figura Nro. 66 Deformación máxima en los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: Adimensional	100
Figura Nro. 67 Máxima sollicitación en la armadura transversal en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: [N/mm ²]	100
Figura Nro. 68 Distribución de tensiones de tracción en el hormigón en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: [N/mm ²]	100
Figura Nro. 69 Distribución de tensiones de compresión en el hormigón en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: [N/mm ²]	101
Figura Nro. 70 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: Adimensional	101
Figura Nro. 71 Comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla. (H50CS). Unidades: [mm]	102
Figura Nro. 72 Diagrama fuerza-desplazamiento (H20CF)	103
Figura Nro. 73 Distribución de tensiones para los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: [N/mm ²]	103
Figura Nro. 74 Deformación máxima en los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: Adimensional	104
Figura Nro. 75 Máxima sollicitación en la armadura transversal en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: [N/mm ²]	104
Figura Nro. 76 Distribución de tensiones de tracción en el hormigón en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: [N/mm ²]	105
Figura Nro. 77 Distribución de tensiones de compresión en el hormigón en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: [N/mm ²]	105
Figura Nro. 78 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: Adimensional	105
Figura Nro. 79 Comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla. (H20CF). Unidades: [mm]	106
Figura Nro. 80 Diagrama fuerza-desplazamiento (H20CS)	107
Figura Nro. 81 Distribución de tensiones para los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: [N/mm ²]	107
Figura Nro. 82 Deformación máxima en los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: Adimensional	108

Figura Nro. 83 Máxima sollicitación en la armadura transversal en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: [N/mm ²].....	108
Figura Nro. 84 Distribución de tensiones de tracción en el hormigón en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: [N/mm ²].....	109
Figura Nro. 85 Distribución de tensiones de compresión en el hormigón en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: [N/mm ²].....	109
Figura Nro. 86 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: Adimensional	109
Figura Nro. 87 Comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla. (H20CS). Unidades: [mm].....	110
Figura Nro. 88 Distribución de tensiones para ambos tendones de BFRP en el paso de carga de falla (JON_A2)	124
Figura Nro. 89 Distribución de tensiones en el hormigón (eje X) en el paso de carga de falla (JON_A2)	124
Figura Nro. 90 Distribución de tensiones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (JON_A2)	124
Figura Nro. 91 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (JON_A2)	125
Figura Nro. 92 Distribución de tensiones para ambos tendones de BFRP en el paso de carga de falla (ABS_A3)	125
Figura Nro. 93 Distribución de tensiones en el hormigón (eje X) en el paso de carga de falla (ABS_A3)	125
Figura Nro. 94 Distribución de tensiones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (ABS_A3)	126
Figura Nro. 95 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (ABS_A3)	126
Figura Nro. 96 Distribución de tensiones para ambos tendones de BFRP en el paso de carga de falla (ABS_A4)	126
Figura Nro. 97 Distribución de tensiones en el hormigón (eje X) en el paso de carga de falla (ABS_A4)	127
Figura Nro. 98 Distribución de tensiones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (ABS_A4)	127
Figura Nro. 99 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (ABS_A4)	127
Figura Nro. 100 Distribución de tensiones para ambos tendones de BFRP en el paso de carga de falla (MIR_B30)	128
Figura Nro. 101 Distribución de tensiones en el hormigón (eje X) en el paso de carga de falla (MIR_B30)	128

Figura Nro. 102 Distribución de tensiones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (MIR_B30)	128
Figura Nro. 103 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (MIR_B30)	129

SIMBOLOGÍA

A_v	: cantidad de refuerzo a cortante de FRP dentro del espaciamiento s , mm ² .
b	: ancho de la cara de compresión del elemento, mm.
b_w	: ancho del alma (ancho, en una sección transversal rectangular), mm.
d	: profundidad del tendón de FRP (distancia desde la fibra más extrema a compresión al centroide de tensión del refuerzo), mm.
d_b	diámetro de la barra de refuerzo, mm.
E_p	: módulo de elasticidad del tendón pretensado, MPa.
f'_c	: resistencia especificada del hormigón a compresión, MPa.
f_{fb}	: resistencia en la curvatura de un estribo de FRP, MPa.
f_{fu}	: resistencia última a tracción en un estribo de FRP, MPa.
f_{pu}	: resistencia última de diseño a tracción del tendón pretensado de FRP y sistema de anclaje, MPa.
k_u	: ratio de la profundidad del eje neutro a la profundidad del tendón de FRP para una sección sobre reforzada
M_n	: capacidad de momento nominal, N*mm.
r	: radio de curvatura del estribo o tendón de FRP, mm.
s	: espaciamiento de los estribos
V_c	: resistencia a cortante provista por el concreto
V_{frp}	: resistencia a cortante provista por los estribos de FRP, N.
V_n	: resistencia nominal a cortante de sección transversal de hormigón armado, N.
V_p	: componente vertical de la fuerza de pretensado, N.
β_1	: factor de bloqueo de tensión para el hormigón
ε_{cu}	: deformación última del hormigón a compresión
ε_{pe}	: deformación efectiva en el tendón de FRP después de las pérdidas
ϕ_{bend}	: reducción en la resistencia debido a la curvatura del estribo
λ	: constante del material
ρ	: cuantía de refuerzo

1. INTRODUCCIÓN

Las estructuras de hormigón tienen una importancia vital en el desarrollo de la sociedad, y es que el hormigón tanto armado como pretensado parece ser una de las opciones más eficientes a la hora de buscar una solución estructural. Sin embargo, a pesar de la serie de ventajas que presenta este material compuesto, puede enfrentar un verdadero desafío cuando se enfrenta a ciertos entornos, y es que un porcentaje de estructuras está expuesta a agentes agresivos, como los cloruros presentes en ambiente marino, infraestructuras localizadas en latitudes frías o en áreas de alta montaña donde se usan sales de deshielo. Estos agentes agresivos pueden producir la pérdida de capacidad portante producida principalmente por la corrosión del acero (material convencional de armado), corrosión que será aún más crítica cuando ocurra en armadura activa sujeta a tensión. Entonces es evidentemente necesario encontrar una alternativa a esta armadura que permita incrementar el tiempo de vida de estructuras de hormigón.

El polímero reforzado con fibras (FRP), cuya susceptibilidad a la corrosión es baja en comparación con el acero, ha surgido como un vínculo evolutivo en el desarrollo de nuevos materiales a partir de materiales convencionales. Su aplicación en industrias como la de defensa y aeroespaciales es la más frecuente, pero desde la década de los ochenta a la fecha ha ido creciendo su popularidad en el campo de la construcción. Los resultados positivos en su uso como refuerzo para elementos existentes externamente adherido y como armadura interna pasiva permitieron que se lo proponga como tendón de pretensado en estructuras de concreto.

Actualmente se desarrollan numerosas investigaciones sobre el uso de FRP como armadura activa y pasiva del hormigón, principalmente en Europa, Estados Unidos, Canadá y Japón, aunque de los mencionados, solo los últimos dos han publicado normativas de diseño oficiales.

Para poder entender el material y su comportamiento como armadura en el hormigón es necesario realizar una revisión exhaustiva de la literatura existente, de manera que se pueda sintetizar esta información y a partir de ella identificar sus principales características y las incógnitas sobre el mismo que guiarán a futuras investigaciones y a su vez, a la redacción de futuras normativas de diseño.

El presente documento intenta realizar una síntesis del estado del arte del FRP como armadura, haciendo énfasis en el comportamiento de este como armadura activa, sobre todo a flexión y cortante, a través del análisis numérico de cuatro modelos escogidos específicamente para entender su comportamiento de manera efectiva.

1.1 Planteamiento del problema

Uno de los problemas más importantes del hormigón armado con acero convencional es la corrosión. Normalmente el entorno alcalino del hormigón puede brindarle la protección necesaria a la armadura del entorno, aunque cuando éste se expone o se neutraliza el ambiente alcalino, el acero convencional se corroe y deriva en el desprendimiento o “spalling” del recubrimiento de hormigón. A pesar de las consideraciones de las normativas vigentes para controlar los anchos de fisura y reducir la permeabilidad, el ataque medioambiental termina siendo implacable y las propiedades alcalinas del recubrimiento de hormigón se reducen, provocando corrosión en la armadura y desprendimiento del hormigón.

La durabilidad no es un tema de singular relevancia en el pasado, y actualmente, la necesidad de reparación y refuerzo de obras civiles de hormigón es significativamente alta. Según (Casas, 2015) para 2015 existían más de 60 000 puentes estructuralmente deficientes en Estados Unidos, el número es mayor a 80 000 en China, en Europa 1 500 puentes de ferrocarril deberían ser reforzados, mientras que 7 500 deberían ser reemplazados parcial o totalmente. Todo esto supone costos económicos excesivos.

Existe una cantidad limitada de estudios en cuanto al uso del FRP como armadura tanto pasiva como activa, y esta carencia impide que los comités encargados puedan elaborar normativas oficiales. Las limitaciones en el conocimiento del material y su comportamiento se traducen en el bajo uso de este en estructuras reales.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo general de este trabajo es el estudio del comportamiento estructural de elementos de hormigón pretensados con armadura activa de FRP.

1.2.2 Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo principal, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Revisar el estado del arte del FRP y en particular, su aplicación como armadura activa de pretensado.
- Analizar ensayos existentes sobre el comportamiento mecánico a flexión y cortante de elementos pretensados con FRP.
- Reproducir numéricamente cuatro ensayos existentes de elementos pretensados con FRP mediante técnicas de modelización no lineal entre las que se consideran las leyes constitutivas del hormigón, técnicas de tratamiento de la fisuración, métodos de soluciones del problema no lineal, etc.

- Definir una campaña experimental de elementos isostáticos de hormigón pretensado con armadura de FRP pretesa. Definir la geometría de los elementos a ensayar, seleccionar la armadura activa y pasiva y la configuración de los ensayos.
- Realizar una predicción de los resultados experimentales mediante un modelo numérico de análisis no lineal con elementos finitos e interpretar los resultados.

1.3 Estructura del documento

Como se ha definido previamente el objeto del presente documento es el estudio del comportamiento estructural de elementos pretensados con armadura activa de FRP.

El Capítulo 2 realiza una síntesis de una serie de recursos bibliográficos referidos al FRP y su aplicación como armadura en el hormigón. Su estudio en el campo estructural involucrará inicialmente la descripción del material compuesto, clasificación y propiedades incluyendo entre estas sus propiedades físicas y también mecánicas, a corto y largo plazo.

Más adelante en este capítulo se hace un enfoque del FRP como armadura activa, apartado en el que se hará especial hincapié en su comportamiento mecánico, en su aplicación en estructuras existentes tomando en cuenta la cronología, y en los dispositivos de anclaje, fundamentales para que el comportamiento estructural deseado sea obtenido. Se hace mención también en este capítulo al tratamiento normativo del material, uno de los problemas más grandes al que se enfrenta para su aplicación, tomando en cuenta en ésta sección, los criterios de diseño que adopta la ACI 440.4R-04 para su comportamiento a flexión y cortante, necesarios en el Capítulo 4.

El Capítulo 3 tiene por objeto la representación numérica de cuatro ensayos experimentales realizados acerca del comportamiento a flexión y cortante de elementos hormigón pretensados con FRP. Habrá entonces que conocer las bases para la modelización numérica de éste material compuesto, las propiedades de los materiales y los criterios que se tomarán en cuenta para el análisis. El software especializado de elementos finitos utilizado para la simulación es midas FEA. En este Capítulo, la denominada validación de los ensayos a través de la modelización nos otorgará las herramientas necesarias para conseguir buenos resultados en el Capítulo 5.

El Capítulo 4 define una campaña experimental para el estudio de vigas pretensadas con armadura activa de FRP. Para la definición de la campaña se determinarán geometrías, armaduras, materiales, cargas y condiciones de contorno.

La simulación numérica de la campaña experimental definida en el Capítulo 4 genera los resultados expuestos y comentados del Capítulo 5. En éste capítulo se analizarán el diagrama carga-desplazamiento, el comportamiento no lineal y los esquemas de tensiones y deformaciones de los especímenes modelados en el paso de carga de falla.

Las conclusiones y las futuras líneas de investigación se abarcan en el Capítulo 6.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 Antecedentes

El éxito del uso de hormigón armado en obras civiles a lo largo del tiempo ha hecho que adquiriera un sitio de preferencia en relación a otros materiales, y es que las propiedades mecánicas y físicas de este material compuesto han dado resultados positivos en sus diferentes campos de aplicación.

A pesar de los buenos resultados del hormigón reforzado con acero convencional, el avance de la tecnología ha permitido desarrollar nuevos materiales que pueden ser más eficientes en ciertos campos de aplicación.

Varias son las razones detrás del uso del Polímero Reforzado con Fibras o FRP en la ingeniería estructural considerando entre éstas la durabilidad, la neutralidad electromagnética, la alta resistencia y su ligereza. (Gdoutos, Pilakoutas, & Rodopoulos, 2000)

El uso del FRP como refuerzo para el hormigón se remonta a la década de 1950s y no es hasta la década de los 1990s que se tiene el primer registro de uso de tendones pretensados de FRP en elementos postensados. (Burgoyne C. , 1992)

En las últimas dos décadas se han desarrollado programas experimentales para determinar el comportamiento a flexión y cortante de elementos de hormigón reforzado (RC) con tendones de FRP, algunos de ellos han sido considerados en el siguiente documento para poder sacar algunas conclusiones generales.

El uso de FRP como armadura en el hormigón reforzado y pretensado no tiene un uso frecuente en la práctica, los diferentes autores confluyen en que esto es debido principalmente a la falta de especificaciones de diseño exhaustivas.

2.2 FRP

2.2.1 Descripción

Los Polímeros Reforzados con Fibras o Fiber Reinforced Polymer (FRP) por sus siglas en inglés son un material compuesto formado por diferentes fases. Se trata de una o varias fases discontinuas embebidas en una fase continua.

La fase discontinua es el refuerzo que consiste en fibras, que son fuertes y/o rígidas y le darán resistencia al compuesto. Las fibras están incrustadas en una matriz (fase continua), que transfiere la carga y las protege. Están unidas entre sí con una interfaz fuerte o débil. Tanto el refuerzo como la matriz son ligeros. (Ahlgren & Edwijn, 2017)

Para manufacturar un material compuesto de FRP, los materiales principales requeridos son las fibras de refuerzo y una matriz de resina polimérica. Fibras denominadas continuas (largas) son las utilizadas para tendones y láminas, y las

cortas (entre 10 y 50 mm) se usan en el hormigón en masa. El volumen de éstas varía entre el 20 y 60% de todo el volumen del material compuesto. (Bank, 2006).

Las propiedades a largo plazo del FRP están influenciadas por la matriz o resina, las fibras y la interfaz entre ellas. Tanto el sistema de fibra como el sistema de resina deben elegirse según los requisitos de resistencia, procedimiento constructivo y durabilidad. Los diferentes sistemas de fibras y resinas proporcionan diferentes grados de resistencia a las condiciones ambientales como la humedad, la solución alcalina, la radiación UV o las temperaturas extremas. Por lo tanto, los componentes deben elegirse en función de los requisitos de rendimiento y durabilidad. (ACI Committee 440, Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2007)

La armadura de FRP está caracterizada por una relación tensión-deformación lineal hasta la falla lo que se traduce en una rotura frágil.

El uso de armaduras de FRP en estructuras de hormigón está influenciado por sus propiedades mecánicas y físicas. Estas barras pueden ser diseñadas y manufacturadas para cumplir con los requerimientos específicos de una aplicación en particular. Las variables de diseño incluyen la elección de sus constituyentes (fibra y matriz polimérica), las fracciones de volumen de fibra y matriz, la orientación de la fibra y el proceso de manufactura. Otros factores como los efectos dimensionales y el control de calidad durante la fabricación son determinantes en cuanto a las características de las barras de FRP. Las propiedades de los materiales de FRP están también influenciados por su historial de cargas, duración de la carga, temperatura y humedad. (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

2.2.2 Clasificación y características del FRP

2.2.2.1 Características del FRP

Constituyentes

Fibras.- Se usan en compuestos poliméricos por ser fuertes, rígidas y ligeras, los requerimientos deseados estructural y funcionalmente de las fibras son: alto módulo elástico y conveniente elongación a la fractura por tensión, variación mínima entre la resistencia de una fibra a otra, estabilidad de las propiedades en la trabajabilidad y fabricación, superficie y diámetro uniforme de la fibra, alta tenacidad, durabilidad, y disponibilidad según requerimientos a un costo razonable. Valores típicos de las propiedades mecánicas del FRP se muestran en la Figura Nro. 1. La Tabla Nro. 1 muestra propiedades de algunos productos comerciales mientras que la Tabla Nro. 2 algunas propiedades más generales.

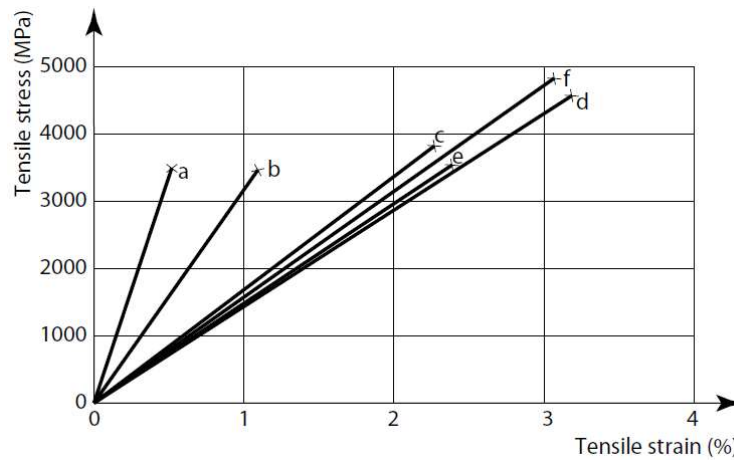


Figura Nro. 1 Curva tensión-deformación de fibras de refuerzo típicas a) carbono (alto módulo de elasticidad); b) carbono (alta resistencia); c) aramida (Kevlar 49); d) S-glass (vidrio); E-glass (vidrio); f) basalto (*fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007*)

Tabla Nro. 1 Propiedades típicas de fibras para compuestos de FRP (*fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007*)

Tipo de fibra	Densidad	Resistencia a la tracción	Módulo de Young	Deformación última de tensión	Coefficiente de expansión térmica	Coeficiente de Poisson
	[kg/m ³]	[MPa]	[GPa]	[%]	[10 ⁻⁶ /°C]	
E-glass	2500	3450	72,4	2,4	5	0,22
S-glass	2500	4580	85,5	3,3	2,9	0,22
Vidrio resistente al alkali	2270	1800-3500	70-76	2,0-3,0	-	-
ECR	2620	3500	80,5	4,6	6	0,22
Carbono (alto módulo)	1950	2500-4000	350-650	0,5	-1,2...-0,1	0,2
Carbono (alta resistencia)	1750	3500	240	1,1	-0,6...-0,2	0,2
Aramida (Kevlar 29)	1440	2760	62	4,4	-2,0 longitudinal 59 radial	0,35
Aramida (Kevlar 49)	1440	3620	124	2,2	-2,0 longitudinal 59 radial	0,35
Aramida (Kevlar 149)	1440	3450	175	1,4	-2,0 longitudinal 59 radial	0,35
Aramida (Technora H)	1390	3000	70	4,4	-6,0 longitudinal 59 radial	0,35
Aramida (SVM)	1430	3800-4200	130	3,5	-	-
Basalto (Albarrie)	2800	4840	89	3,1	8	-

Tabla Nro. 2 Propiedades generales de fibras para compuestos de FRP (*Jónsson, 2011*)

Tipo de fibra	Diámetro	Resistencia a la tracción	Módulo de Young	Temperatura de fusión
	[μm]	[MPa]	[GPa]	[°C]
Basalto	12-18	1650-4650	71-89	1450
Vidrio	3-24	2300-4600	70-90	1400
Carbono	5-10	2400-4800	200-800	1200-2400
Aramida	-	3400-4100	70-125	425

Matriz polimérica.- En un compuesto polimérico, la matriz cumple las funciones como componente estructural y de protección. Para designar al polímero se utiliza el término genérico de resina.

La fabricación de un material compuesto y sus propiedades se ven ampliamente afectadas por la resina, su composición química y sus propiedades físicas. Los materiales de la matriz rondan entre un 30-60% del volumen de un compuesto polimérico. Sus objetivos primarios son el de enlazar las fibras de refuerzo, transferir y distribuir la carga a las fibras, y proteger las fibras del ambiente externo y la abrasión mecánica, razones por las que es necesario seleccionar cuidadosamente la matriz polimérica a la hora de diseñar un sistema compuesto. Se consideran dos clases básicas de matrices poliméricas usadas en compuestos de FRP: resinas termoestables y resinas termoplásticas.

Resinas termoestables.- Tienen una baja viscosidad inicial, lo que permite que se puedan añadir altas fracciones de volumen mientras todavía se retiene buena fibra húmeda. Estas resinas son fáciles de procesar y de bajo costo, su red tridimensional genera menor flujo bajo tensión, mejor estabilidad dimensional, bajo coeficiente de expansión térmica y mayor resistencia a solventes. Por otra parte, ésta resina tiene una vida de almacenamiento limitada, largo tiempo de fabricación y baja deformación de falla que resulta en una resistencia baja al impacto. Las resinas termoestables pueden ser Polyester, Epoxy y Vinylester, sus propiedades típicas pueden verse en la Tabla Nro. 3.

Tabla Nro. 3 Propiedades típicas de matrices termoestables

Propiedad		Matriz		
		Polyester	Epoxy	Vinyl ester
Densidad	[kg/m ³]	1200-1400	1200-1400	1150-1350
Resistencia a tracción	MPa	34,5-104	55-130	73-81
Módulo longitudinal	GPa	2,1-3,45	2,75-4,10	3,0-3,5
Coeficiente de Poisson		0,35-0,39	0,38-0,40	0,36-0,39
Coeficiente de expansión térmica	[10 ⁻⁶ /°C]	55-100	45-65	50-75
Contenido de humedad	[%]	0,15-0,60	0,08-0,15	0,14-0,30

Resinas termoplásticas.- Éstas se ablandan y procesan aplicando altas temperaturas sin sufrir ninguna transformación química durante el proceso. El Poliéter éter cetona (Polyether ether ketone, PEEK) es la resina termoplástica más común cuando se requiere ésta para aplicaciones de alto desempeño, tiene una alta dureza de fractura, la cual es importante para la tolerancia de daño de los compuestos y baja absorción de agua a temperatura ambiente.

Propiedades físicas

Densidad.- La densidad de un compuesto de FRP se obtiene en función a las densidades de sus constituyentes (ρ_f y ρ_m) y sus fracciones de volumen (V_f y V_m). Los

subíndices f y m hacen referencia a la fibra y a la matriz polimérica respectivamente. La Tabla Nro. 4 muestra densidades típicas para barras de armadura para $V_f = 0,5 - 0,75$ [kg/m^3]. (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

$$\rho_c = \rho_f V_f + \rho_m V_m$$

Tabla Nro. 4 Densidades típicas para barras de armado para $V_f = 0,5 - 0,75$ [kg/m^3] (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

Matriz	CFRP	AFRP	GFRP	Acero
Polyester	1430-1650	1310-1430	1750-2170	7850
Epoxy	1440-1670	1320-1450	1760-2180	
Vinylester	1440-1630	1300-1410	1730-2150	

Coeficiente de expansión térmica.- El coeficiente de expansión térmica (CTE) de las barras de FRP dependen del tipo de fibra, resina y el volumen de fracción de sus constituyentes. Las matrices poliméricas y las fibras de vidrio pueden ser consideradas isotrópicas, mientras que las fibras de carbono y aramida son ortotrópicas. El CTE longitudinal (α_L) se rige por las propiedades de las fibras, mientras que el CTE transversal (α_T) está determinado principalmente por la matriz polimérica (Ver Tabla Nro. 5) (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

Tabla Nro. 5 Coeficientes típicos de expansión térmica para el acero y materiales de FRP $V_f = 0,5 - 0,75$ [kg/m^3] (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

Dirección	Coeficiente de expansión térmica [$\times 10^{-6}/^{\circ}C$]				
	Acero	Acero inoxidable	GFRP	CFRP	AFRP
Longitudinal	11	10 a 16,5	6 a 10	-9 a 0	-2 a 6
Transversal	11	10 a 16,5	21 a 23	74 a 104	60 a 80

Propiedades mecánicas a corto plazo del FRP

Las barras de FRP son fundamentalmente compuestos anisotrópicos unidireccionales y sus propiedades más importantes se presentan en la dirección de la fibra, siendo muy diferentes sus características de rigidez y resistencia en la dirección de la fibra con la dirección transversal. La Tabla Nro. 6 muestra una comparación de las propiedades mecánicas a corto plazo tomando en cuenta las direcciones principales, longitudinal y transversal, del material.

Tabla Nro. 6 Propiedades mecánicas típicas a corto plazo de GFRP, CFRP y AFRP (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

Propiedad		E-glass/epoxy	Kevlar 49/epoxy	Carbono/epoxy
Fracción de volumen de fibra		0,55	0,6	0,65
Densidad	[kg/m ³]	2100	1380	1600
Módulo longitudinal	[GPa]	39	87	177
Módulo transversal	[GPa]	8,6	5,5	10,8
Módulo de cortante en el plano	[GPa]	3,8	2,2	7,6
Ratio de Poisson mayor		0,28	0,34	0,27
Ratio de Poisson menor		0,06	0,02	0,02
Resistencia longitudinal a tensión	[MPa]	1080	1280	2860
Resistencia transversal a tensión	[MPa]	39	30	49
Resistencia a cortante en el plano	[MPa]	89	49	83
Deformación última longitudinal a tensión	[%]	2,8	1,5	1,6
Deformación última transversal a tensión	[%]	0,5	0,5	0,5
Resistencia longitudinal a compresión	[MPa]	620	335	1875
Resistencia transversal a compresión	[MPa]	128	158	246

Añadiendo un poco sobre las propiedades a tracción de barras de FRP, los principales factores que intervienen en estas propiedades (resistencia y módulo elástico) son las propiedades de los constituyentes, o sea fibra y matriz, fracciones de volumen, distribución de los constituyentes, interacciones físicas y químicas, proceso de fabricación y control de calidad en la manufactura. Ver Tabla Nro. 7.

Las barras de FRP no muestran fluencia antes de su rotura a tracción y su comportamiento muestra una relación tensión-deformación elástica hasta la rotura como se ilustra en la Figura Nro. 2 (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

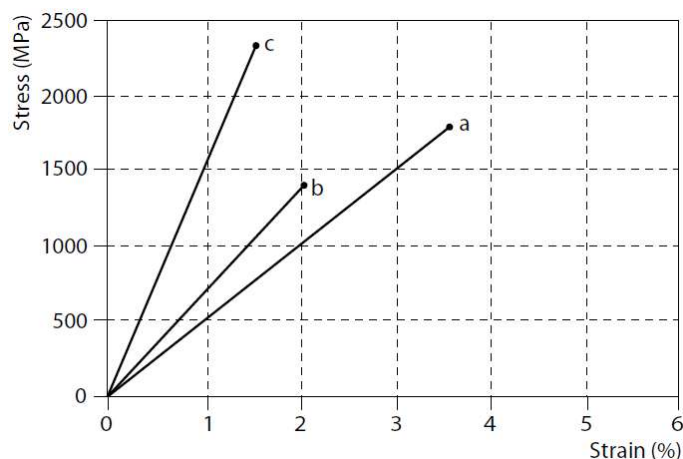


Figura Nro. 2 Diagrama tensión-deformación para compuestos unidireccionales epoxy en la dirección de la fibra: a) vidrio/epoxy; b) aramida/epoxy; c) carbono/epoxy (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

Tabla Nro. 7 Propiedades típicas de FRP ($V_f = 0,5 - 0,75$ [kg/m³]) y barras de armadura de acero

Propiedad	Material			
	Acero	GFRP	CFRP	AFRP
Módulo longitudinal [GPa]	200	35 a 60	100 a 580	40 a 125
Resistencia longitudinal a tensión [MPa]	450 a 700	450 a 1600	600 a 3500	1000 a 2500
Deformación última a tensión [%]	5 a 20	1,2 a 3,7	0,5 a 1,7	1,9 a 4,4

Propiedades mecánicas a largo plazo

Las propiedades a largo plazo de los compuestos de FRP difieren significativamente de las propiedades del acero, lo que ocasiona consecuencias en el proceso de diseño, entre éstas se consideran la fluencia y la rotura por fluencia, la relajación y la fatiga.

Fluencia y rotura por fluencia.- Éste término se utiliza para describir la deformación progresiva del material a través del tiempo bajo una carga constante. La mayoría de los materiales tienden a exhibir un creep significativo cuando existen cargas importantes impuestas a temperaturas mayores al 40% de su temperatura de fusión. Las resinas termoestables no tienen bien definida la temperatura de fusión, pero tienden a degradarse cuando se someten a temperaturas a partir de los 100°C por encima de la temperatura ambiente. Son adecuadamente resistentes a temperatura ambiente (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

Los compuestos de FRP sujetos a cargas sostenidas o permanentes por un largo periodo de tiempo pueden fallar súbitamente luego de un periodo de tiempo denominado "endurance limit" o límite de resistencia, el fenómeno, conocido como rotura por fluencia aplica a todos los materiales estructurales y el tipo de falla dependerá del tipo de fibra. Las fibras de vidrio y de carbono tienen gran resistencia al creep o fluencia mientras que la mayoría de resinas poliméricas son susceptibles a este fenómeno. La orientación de la fibra y la fracción de volumen de fibra tienen una gran influencia en el comportamiento de la fluencia en barras de FRP. La Figura Nro. 3 muestra una curva histórica típica de deformación durante la deformación por fluencia.

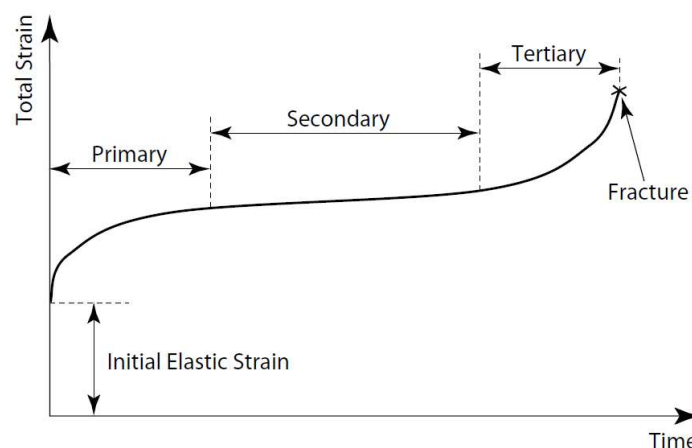


Figura Nro. 3 Curva histórica típica de deformación durante la deformación por fluencia

Relajación.- La relajación por tensión es el decaimiento de la tensión en el tiempo cuando el material se mantiene bajo una condición de deformación constante. Éste fenómeno se caracteriza por el decremento de carga en función al tiempo cuando una barra de FRP se mantiene a una temperatura constante, con una carga inicial y una deformación constante definidas. El rango de relajación para un tiempo de vida

en estructuras de 50 años está entre 2-3,1% para barras de CFRP y de 18,4-23,4% en barras de AFRP. (Balázs & Borosnyoi, 2001)

Fatiga. - Se define como la degradación de la integridad del material como resultado de la aplicación repetida de un gran número de ciclos de carga. Ésta integridad se mide en términos de las propiedades mecánicas como resistencia y rigidez. Un compuesto de FRP unidireccional muestra un poco de daño justo antes de la falla, mientras que un compuesto multidireccional muestra una reducción gradual en términos de resistencia y rigidez. (Hollaway, 1993).

2.2.2.2 Clasificación según el material

GFRP Polímero Reforzado con Fibras de Vidrio

La fibra de vidrio es la más comúnmente usada en armaduras de FRP. La composición de las fibras de vidrio consta de óxido de silicón y óxidos adicionales que son muy tensioactivos e hidrófilos. Para mejorar el comportamiento de las fibras, se debe asegurar una suficiente protección contra la degradación, que se consigue si están lo suficientemente embebidas dentro de la matriz.

Existen diferentes tipos de fibras de vidrio y se pueden dividir en grupos según su composición química. La fibra de vidrio más común es el E-glass, que es una fibra de bajo coste con adecuadas resistencia y resistividad eléctrica. La fibra S-glass tiene mayor rigidez y estabilidad térmica que la E-glass. La fibra C-glass se usa por su resistencia contra ácidos y la AR-glass es buena por su resistencia frente al álcali, especialmente el cemento.

Si bien las fibras de vidrio tienen buenas propiedades mecánicas, como alta resistencia a la tracción, buena resistividad eléctrica y buena resistencia térmica, en general, carecen de protección contra el agua, los ácidos y los álcalis. Las fibras no se comportan bien frente a fluencia y muestran roturas a tracción bajo tensión constante. (Zoghi, 2013)

AFRP Polímero Reforzado con Fibras de Aramida

El desarrollo de poliamidas aromáticas (aramidas) comenzó a principios de la década de 1960s en una corporación industrial (DuPont) y fue una combinación de ciencia fundamental, ingeniería e investigación de aplicaciones desde sus etapas iniciales. La amplia gama de propiedades de las aramidas y su variedad estructural son la razón principal de su utilidad en diversas aplicaciones.

Las fibras no sólo tienen mucho mejores propiedades mecánicas que el acero y la fibra de vidrio en similares condiciones, sino que, además, mantienen éstas propiedades a altas temperaturas como los polímeros de aramida que son excelentes resistentes ante el calor y el fuego. (Jassal & Ghosh, 2002)

Los tendones de AFRP proporcionan una resistencia a la tracción comparable a la de los tendones CFRP (de 1.200 a 2.100 MPa), la diferencia sustancial entre ellos está en

que el primero tiene un módulo de elasticidad 40% más bajo, en general, y su costo está en el orden del 35% en relación al segundo. Teniendo en cuenta los altos costos iniciales de las aplicaciones de FRP, los compuestos de AFRP pueden recomendarse para miembros de hormigón pretensado con especial atención a los problemas de deformabilidad debido justamente a éste bajo módulo de elasticidad. (Kim Y. , 2010)

CFRP Polímero Reforzado con Fibras de Carbono

Las fibras de carbono están hechas de Poliacrilonitrilo (PAN), brea o rayón. Las fibras con bajo módulo de elasticidad se producen con brea isotrópica y rayón. Las fibras de alto módulo de elasticidad/resistencia (principalmente utilizadas en FRP) se producen con PAN o brea cristalina líquida.

Las fibras de carbono son las más fuertes y rígidas de las utilizadas para FRP. La fibra de carbono también tiene excelentes propiedades frente la fluencia y la fatiga, y muestra una gran resistencia química a la luz UV y a la humedad, razón que las hace duraderas. (Zoghi, 2013). El módulo de elasticidad y la resistencia de las fibras de carbono no se ven afectados por los cambios de alta temperatura. Esto, combinado con todas las demás propiedades, las hace insensibles al ambiente expuesto alrededor de una construcción. (Täljsten, Blanksvärd, & Sas, 2016).

Las fibras de carbono se combinan generalmente con una matriz epoxi. El coste inicial del CFRP es mayor que el GFRP y el AFRP, aunque la resistencia a tracción de los tres sea comparable. Lo que destaca más del CFRP es su alta rigidez a tensión. Las propiedades en cuanto a durabilidad del CFRP también son excelentes en comparación a otros FRP. (Myers & Viswanath, 2006)

Para una carga constante a largo plazo, tanto el GFRP como el AFRP muestran una disminución importante en la resistencia a tracción en comparación con el CFRP, que muestra una pérdida muy pequeña en la resistencia a la tracción (Nordin, 2005). El CFRP tienen ventajas específicas como sus altos ratios en cuanto a peso-desempeño y peso-rigidez y su resistencia a corrosión electroquímica.

BFRP Polímero Reforzado con Fibras de Basalto

El basalto es un tipo de roca muy común, lo que reduce su costo y disponibilidad, además es eco amigable y no produce daños a la salud (Patnaik, 2009) aun cuando entra en contacto con otros químicos. No reacciona negativamente al aire o al agua y no es inflamable. (Lopresto, Leone, & De Iorio, 2011).

La producción de fibras de basalto es barata comparada con otros tipos de fibras y mucho más fácil de producir que las fibras de vidrio, por ejemplo. (Bashtannik, Kabak, & Yakovchuk, 2003).

Si se comparan las fibras de basalto con las fibras de vidrio ante agentes químicos como el hidróxido de sodio (NaOH) y ácido hidroc্লórico, se ha demostrado que las fibras de basalto son las que presentan mayor estabilidad química, especialmente en ambiente ácido. Las fibras de basalto podrían ser un buen material comparado con

otros más conocidos en un ambiente químico y a largo plazo. (Wei, Cao, & Song, 2010).

A pesar de la cantidad de información entregada por los estudios realizados sobre BFRP, existe una gran inconsistencia entre las propiedades de catálogo que ofrece el fabricante y los resultados de los ensayos que se realizan sobre el mismo material, por lo que es muy recomendable conocer las propiedades exactas del producto cuando se utilice. (Parnas, Shaw, & Qiang, 2007)

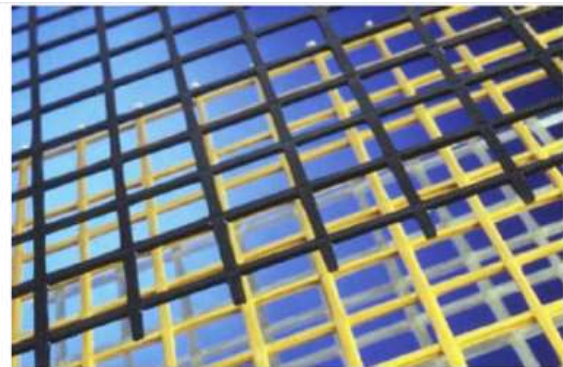
2.2.2.3 Clasificación según el tipo de producto

Actualmente hay una serie de productos de FRP para la construcción disponibles en el mercado (Figura Nro. 4). Éstos pueden ser utilizados como refuerzos internos (armaduras) o externos en elementos de hormigón y son:

- Malla
- Barras de armado
- Tela
- Placas, chapas o bandas



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura Nro. 4 Tipos de producto de FRP a) Productos de FRP, b) Mallas de FRP, c) y d) Barras de refuerzo de FRP, e) Telas de FRP, f) Placas, chapas o bandas (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007)

2.3 FRP como armadura activa

2.3.1 Descripción

Una de las principales ventajas de los tendones FRP para el pretensado es la capacidad de configurar la armadura para cumplir con los objetivos específicos de rendimiento y diseño. A diferencia de la armadura de acero convencional, no hay

formas, configuraciones de superficie, orientación de la fibra, materiales constituyentes y proporciones estandarizadas para los productos finales. De manera similar, no existe una estandarización de los métodos de producción, como pultrusión, trenzado, devanado de filamentos o preparación de FRP para una aplicación específica. Por lo tanto, los materiales de FRP requieren un esfuerzo considerable de ingeniería para usarlos adecuadamente.

Fibras de refuerzo y materiales de matriz

El refuerzo compuesto puede tomar la forma de fibras continuas (filamentos) entre los que se considera el vidrio y el carbono, o fibras no continuas (fibras cortadas) como la aramida.

Las fibras son el componente que recibe la carga del compuesto. En general, se caracterizan por diámetros cercanos al tamaño de cristal y una relación longitud-diámetro muy alta. La relación longitud-diámetro de las fibras y el grado de alineación del cristal determinan su resistencia a la tracción y su módulo elástico. Las fibras presentan una relación tensión-deformación lineal, fractura frágil en casi todos los casos y baja deformación en rotura. (Soudki, FRP reinforcement for prestressed concrete structures, 1998)

La matriz sirve para unir las fibras, protegerlas y transferir la carga entre las fibras a través del cortante. Una característica común de las matrices es su baja densidad, que otorga a los materiales compuestos su alta relación resistencia/peso, una de sus características más atractivas. Las matrices pueden ser orgánicas, metálicas o cerámicas. (Soudki, FRP reinforcement for prestressed concrete structures, 1998)

Las resinas utilizadas para la impregnación de la fibra suelen ser termoestables y pueden ser de poliéster, viniléster, epoxi, fenólico o poliuretano. La formulación, el grado y las características físico-químicas de las resinas son prácticamente ilimitadas. Las posibles combinaciones de fibras, resinas, aditivos y rellenos hacen que la generalización de las propiedades de los tendones FRP sea muy difícil. Además, los compuestos de FRP son heterogéneos y anisotrópicos. Los FRP utilizados en aplicaciones estructurales utilizan la subclase termoestable de matrices orgánicas. Los materiales de matriz termoestables más populares son poliéster, viniléster y resinas epoxi.

Tendones de FRP

Los tendones FRP se pueden fabricar en forma de barras redondas o planas, varillas, cuerdas, cables o hilos, algunas de sus configuraciones se muestran en la Figura Nro. 5. La textura de la superficie de los tendones de FRP puede variar, lo que da como resultado a una variación de la adherencia con el hormigón circundante de una configuración de tendón a otra. Una variedad de texturas de su superficie es posible, incluyendo lisas, trenzadas, ásperas, recubiertas de arena, etc.

Los tendones de FRP disponibles comercialmente son de aramida (AFRP), carbono (CFRP), vidrio (GFRP) y basalto (BFRP). Las características finales de un tendón de FRP dependen de las propiedades de la fibra y la resina, así como del proceso de fabricación y la elección de los mismos dependerá del coste, la resistencia, la rigidez

y la estabilidad a largo plazo. Los detalles específicos de un tendón en particular se deben obtener del fabricante del tendón.

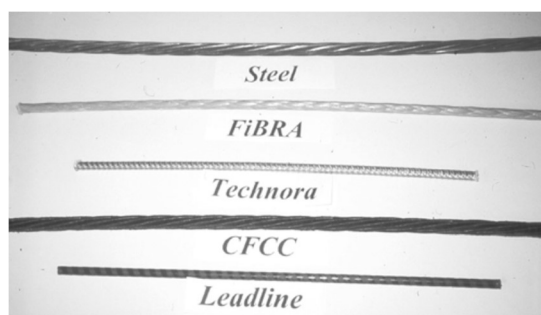


Figura Nro. 5 Ejemplo de configuraciones de armadura de FRP

La Tabla Nro. 8 presenta las propiedades típicas a corto plazo de tres tipos de FRP comerciales a modo orientativo.

Tabla Nro. 8 Propiedades mecánicas típicas a corto plazo del GFRP, CFRP y AFRP

Propiedad		E-glass/epoxy	Kevlar 49/epoxy	Carbono/epoxy
Fracción de volumen de fibra		0.55	0.6	0.65
Densidad	[kg/m ³]	2100	1380	1600
Módulo longitudinal	[GPa]	39	87	177
Módulo transversal	[GPa]	8.6	5.5	10.8
Módulo de cortante en el plano	[GPa]	3.8	2.2	7.6
Ratio de Poisson mayor		0.28	0.34	0.27
Ratio de Poisson menor		0.06	0.02	0.02
Resistencia longitudinal a tensión	[MPa]	1080	1280	2860
Resistencia transversal a tensión	[MPa]	39	30	49
Resistencia a cortante en el plano	[MPa]	89	49	83
Deformación última longitudinal a tensión	[%]	2.8	1.5	1.6
Deformación última transversal a tensión	[%]	0.5	0.5	0.5
Resistencia longitudinal a compresión	[MPa]	620	335	1875
Resistencia transversal a compresión	[MPa]	128	158	246

2.3.2 Comportamiento estructural del hormigón con armadura activa de FRP

2.3.2.1 Comportamiento a flexión

A pesar de la cantidad razonable de ensayos existentes acerca del comportamiento a flexión de hormigón pretensado con FRP, la falta de estándares en éstos, permiten la intervención de una gran cantidad de variables que influirán en el resultado final y, en consecuencia, dificultarán la comprensión de su comportamiento.

La respuesta carga-flecha de vigas pretensadas con FRP es generalmente bilineal debido a la naturaleza elástica lineal de los tendones de FRP. Las vigas muestran una respuesta lineal de carga-flecha hasta que se produce la fisuración, reduciendo su rigidez luego de la fisura hasta un posterior fallo (Abdelrahman, Tadros, & Rizkalla, Test Model for the First Canadian Smart Highway Bridge, 1995) (Abdelrahman & Rizkalla, Serviceability of Concrete Beams Prestressed by Carbon Fiber-Reinforced Plastic Bars,

1997) (Arockiasamy, Sowrirajan, Shahawy, & Beitleman, 1995). La Figura Nro. 6 exhibe una analogía del comportamiento del refuerzo de FRP y el acero.

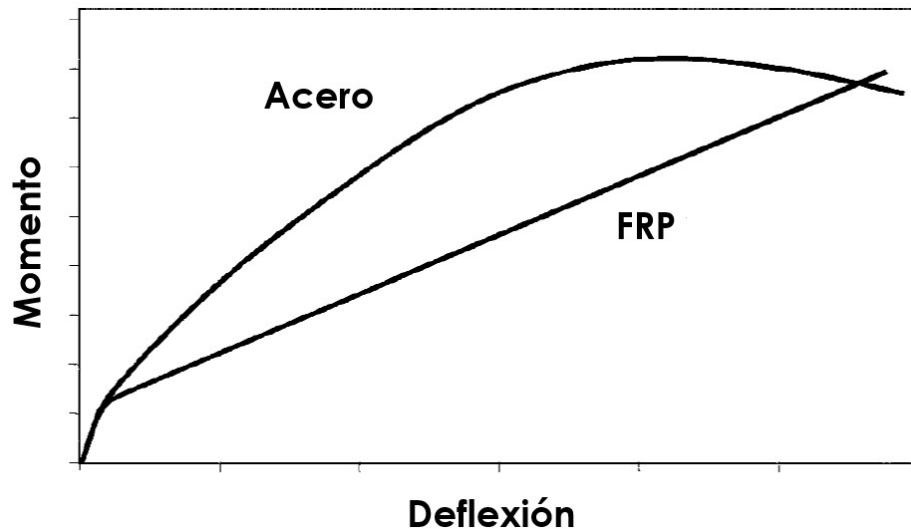


Figura Nro. 6 Presentación esquemática de las respuestas momento-deflexión de elementos de hormigón pretensado

El bajo módulo de elasticidad del FRP se refleja en el bajo comportamiento post-rotura. El nivel de tensión de servicio puede ser calculado usando técnicas similares al hormigón pretensado convencional.

Según (ACI Committee 440, Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2007), se han identificado dos modos de rotura a flexión para vigas pretensadas con FRP:

- 1) Ruptura de la armadura de pretensado
- 2) Aplastamiento del hormigón en compresión.

Estos modos de rotura dependen de la posibilidad de la sección transversal para desarrollar la suficiente capacidad de rotación que permita el esfuerzo de tracción final (tensile stress) de la armadura de FRP. Cuando la sección de hormigón tiene suficiente capacidad de rotación (suficiente área de hormigón en compresión), se produce una falla por agotamiento a tracción del tendón. El agotamiento del FRP activo viene acompañado de una liberación de energía de deformación elástica que es parcialmente absorbida por el hormigón, lo que provoca fisuras horizontales que derivan en el desprendimiento del recubrimiento de hormigón.

Cuando la falla de una viga pretensada es causada por el aplastamiento del hormigón, o sea que la sección transversal tiene una capacidad de rotación insuficiente, la fisuración es menos extensa en comparación con aquellas vigas que fallan por agotamiento de los tendones. El fallo de vigas pretensadas con tendones de FRP por aplastamiento del hormigón resulta en un aumento de su ductilidad. Este comportamiento se atribuye a la falla progresiva del hormigón en compresión (Grace & Sayed, 1998).

(Abdelrahman & Rizkalla, Serviceability of Concrete Beams Prestressed by Carbon Fiber-Reinforced Plastic Bars, 1997) estudiaron el comportamiento a flexión a través del ensayo de ocho vigas de hormigón parcialmente pretensadas con barras de CFRP y dos pretensadas con tendones de acero convencional. La comparación en el comportamiento a flexión de vigas de hormigón en condiciones similares, tanto pretensadas con FRP como con acero muestra que, en ambos casos, las vigas poseen rigideces antes de la fisuración muy similares entre sí, pero rigideces posteriores a la fisuración sensiblemente diferentes. Encontraron que las vigas pretensadas con FRP tenían una rigidez posterior a la fisuración mucho más baja, lo que daba como resultado mayores deformaciones después de la fisuración, sin embargo, la deflexión última en la viga pretensada con acero fue mucho mayor debido a la fluencia de la armadura de acero. Para concluir, encontraron que la carga final para las vigas pretensadas con CFRP fue mayor en comparación con las vigas pretensadas con acero.

Para el pretensado convencional con acero, a menudo se prefieren los tendones con adherencia por las preocupaciones sobre la corrosión de los tendones no adherentes. Debido a que los tendones FRP son resistentes a la corrosión, es posible que no se requiera que sean adherentes. Esto ahorraría en el gasto adicional requerido para la inyección de mortero de cemento (grouting). Los tendones no adherentes también facilitan el reemplazo de los tendones de pretensado en caso de insuficiencia en su resistencia o aumento de las cargas de diseño. Los elementos pretensados con FRP no adherente también son más deformables que sus pares pretensados adherentes. Los problemas que surgen con los tendones de FRP no adherentes en las vigas incluyen el anclaje de la armadura de FRP y la resistencia a la fatiga de estas vigas, especialmente en la zona de unión del anclaje del tendón.

Las vigas postensadas con tendones de FRP no adherentes presentan menos fisuración en condiciones de carga a corto plazo (la fisuración se concentra en pocas fisuras anchas) en comparación con las vigas con armadura de pretensado adherente (Maissen & De Smet, 1995). La respuesta carga-flecha de las vigas postensadas no adherentes es bilineal, pero en comparación con las vigas postensadas pretensadas adherentes, la rigidez posterior a la fisura es mucho menor.

En cuanto a fisuración (Dolan, Hamilton, Bakis, & Nanni, 2000) estudiaron elementos pretensados con FRP adherente sometidos a flexión. Para estudiar los anchos de fisura se aplicaron cargas monotónicas y cíclicas. Los anchos de las fisuras eran más grandes que para las vigas pretensadas con acero de condiciones similares debido al menor módulo de elasticidad del FRP. La carga de fatiga incrementó ligeramente el ancho de la fisura.

(Braumah, Green, & Soudki, Polypropylene FRC Bridge Deck Slabs Transversely Prestressed with CFRP Tendons, 1998) y (Marshé & Green, 1999) investigaron la factibilidad de pretensar transversalmente losas de tableros de puentes de hormigón con tendones de CFRP adherentes. Descubrieron que de ésta manera era posible mejorar la capacidad en servicio y la resistencia de las losas de tablero. Las losas pretensadas con CFRP se comportaron igual o mejor que las losas de tablero pretensadas con acero comparables en términos de servicio y resistencia.

Las vigas pretensadas con CFRP dan suficiente aviso antes de la falla. La deformabilidad de vigas postensadas con CFRP no adherente es mayor a otros tipos de vigas pretensadas con CFRP, en contraste su resistencia última es menor. (A. Belarbi, 2018)

2.3.2.2 Comportamiento a fatiga

La resistencia a fatiga de vigas se investiga normalmente calculando el rango de tensión Δf_p producido en el tendón de pretensado durante carga cíclica, y comparando este rango de tensión con el obtenido a partir de las curvas S-N para el tendón de pretensado.

Si el nivel de precompresión en un elemento de hormigón pretensado es suficiente para garantizar una sección sin fisuras durante toda la vida útil del elemento, es probable que las características de fatiga de la armadura de pretensado y los anclajes no sean factores críticos de diseño. Sin embargo, en elementos de hormigón pretensado fisurado, la tensión localizada aumenta en la armadura de pretensado a través de las fisuras en la viga pretensada. La fatiga por fricción de la armadura de pretensado en vigas postensadas, y la fatiga del conjunto tendón-anclaje se vuelve muy significativa.

(Iwamoto, Uchita, Takagi, & Kojima, 1993) realizaron ensayos en vigas de hormigón reforzadas con dos tipos de tendones de pretensado adherentes: AFRP y alambre de acero. Se seleccionaron tres niveles de tensión inicial del tendón a 40, 60 y 70% de la resistencia a la tracción de la barra de FRP. Los modos de rotura de las vigas con tendones de aramida estaban relacionados con el agotamiento del tendón, fallo por adherencia y rotura por cortante al agotar las bielas de compresión. La resistencia a la fatiga a 2 millones de ciclos no fue inferior al 65% de la resistencia estática máxima de las vigas. La unión entre los tendones de aramida y el hormigón se deterioró más que la de los elementos que contenían alambre de pretensado debido al roce entre las fibras de aramida y el hormigón. Por lo tanto, la resistencia a la fatiga de vigas con tendones de fibra de aramida no se puede predecir mediante pruebas de fatiga en barras aisladas de fibra de aramida. La rigidez de la viga no disminuyó mucho bajo carga cíclica.

(Abdelrahman, Tadros, & Rizkalla, Test Model for the First Canadian Smart Highway Bridge, 1995) ensayaron cuatro vigas pretensadas utilizando dos tipos de armadura de CFRP (CFCC y Leadline™). La carga de fatiga se introdujo estableciendo un rango en el que la carga máxima era igual a la carga de fisura y la mínima igual al 70% de la carga de fisura. Los autores concluyeron que las vigas sobrevivieron a 2 millones de ciclos de carga de fatiga sin efectos medibles en la rigidez del elemento.

(Dolan, Hamilton, Bakis, & Nanni, 2000) informaron que las vigas pretensadas de CFRP fisuradas no fallaron a fatiga después de 3 millones de ciclos de flexión con tensiones de tracción nominales de $0,5\sqrt{f'_c}$ MPa ($6\sqrt{f'_c}$ ksi) en su fibra extrema. Se observó un ablandamiento (softening) gradual de las vigas, pero éstas indicaban que no había pérdida de resistencia debido a la carga de fatiga.

(Braimah, Long-Term and Fatigue Behaviour of Carbon Fibre Reinforced Polymer Prestressed Concrete Beams, 2000) realizó ensayos en vigas de hormigón pretensado con armadura de CFRP no adherente. Solo un tendón de CFRP sobrevivió los 2 millones de ciclos completos. La mayoría de los tendones se rompieron en la interfaz anclaje/tendón cuando el rango de tensiones de fatiga en el tendón fue mayor a 100 MPa (15 ksi). Su conclusión establece que los tendones totalmente no adherentes pueden no ser adecuados para la carga de fatiga debido a las concentraciones de tensión en la interacción tendón/anclaje.

(Younes, Al-Mayah, & Topper, 2017) estudiaron el comportamiento a flexión de dieciséis vigas de hormigón pretensado usando barras de BFRP bajo carga monotónica y de fatiga. Los resultados experimentales mostraron que las vigas con barras pretensadas al 40% de la resistencia de la barra tenían una mayor resistencia a la fatiga que las pretensadas al 0% y al 20%. Los rangos de carga del 20% y 13% de la resistencia de carga monotónica de las vigas de basalto, se recomiendan como límites de resistencia para vigas de hormigón reforzadas con 40% y 20% de BFRP pretensado, respectivamente.

Como referencia se hace mención a lo especificado por el Comité 215 de ACI y el Post-Tensioning Institute (Instituto de postensado) que recomiendan que los ensambles de anclaje-tendón consistentes en acero de pretensado y sistemas de anclaje puedan soportar, sin fallas, 500.000 ciclos de esfuerzo que varían entre el 60 al 66% de la resistencia final especificada del ensamblaje (ACI Committee 215, 1992).

2.3.2.3 Comportamiento a largo plazo (time-dependent behavior)

Las pérdidas de pretensado en tendones de FRP se atribuyen a los siguientes factores:

- Asentamiento del anclaje en función del sistema del tendón
- Fluencia o creep del hormigón
- Fisuración del hormigón
- Acortamiento elástico
- Relajación de los tendones

La armadura de FRP presenta una relajación diferente que la armadura de acero, lo que lleva a la necesidad de evaluar el comportamiento a largo plazo de elementos pretensados con armadura de FRP. Las pérdidas de pretensado a largo plazo se calculan en función del creep o fluencia, la retracción del hormigón y la relajación de los tendones. Las pérdidas para los tendones de FRP debido al creep y la retracción suelen ser menores que las pérdidas correspondientes para los tendones de acero debido a que el FRP tiene un menor módulo de elasticidad. Las pérdidas de relajación son más problemáticas principalmente por la falta de información. Las características de relajación varían con el tipo de fibra, y generalmente son menores al 12% durante la vida útil de la estructura (JSCE, 1993).

Los primeros resultados de la investigación de las pruebas a largo plazo o long-term, mostraron que las vigas pretensadas con FRP tienen un comportamiento similar al de

las pretensadas con acero. Las deformaciones a largo plazo dependían del tipo de fibra y con frecuencia eran más altas que las de las vigas de acero pretensadas. Las deformaciones a largo plazo de las vigas pretensadas con FRP se pueden predecir utilizando métodos convencionales desarrollados para vigas pretensadas con acero, aplicando ligeras modificaciones. (Currier, 1995)

(Matthys & Taerwe, 1998) probaron tres series de losas de hormigón pretensadas utilizando alambres de acero o tendones de AFRP como armadura de pretensado. Encontraron que las deformaciones a largo plazo en las losas pretensadas con AFRP eran más altas que las de las losas pretensadas con acero debido al módulo de elasticidad inferior y las características de relajación más altas de los tendones de AFRP.

(Brahmah, Green, Soudki, & Clapp, Long-Term Behavior of Concrete Beams Prestressed with Carbon Fiber Tendons, 1999) y (Brahmah, Long-Term and Fatigue Behaviour of Carbon Fibre Reinforced Polymer Prestressed Concrete Beams, 2000) ensayaron tres vigas pretensadas con CFRP y una viga pretensada con acero bajo carga sostenida durante 2 años. El comportamiento a largo plazo de las vigas con CFRP fue muy similar al de la viga pretensada con acero. También se desarrolló un modelo para predecir las flechas a largo plazo de las vigas y se verificó que predecía las mediciones experimentales con una precisión razonable.

(Lou, Sergio M.R., & Adelino V., 2016) concluyó que cuando se considera la relajación del tendón, los tendones de AFRP registran una mayor pérdida de pretensado a largo plazo que los tendones de acero, aunque la pérdida de pretensado provocada por la fluencia y la retracción del hormigón es significativamente menor en los tendones de AFRP que en los de acero. Como consecuencia, los tendones de AFRP presentan una curvatura de pretensado más baja y una mayor deflexión de carga hacia abajo (downward deflection) en comparación con los tendones de acero. Éste análisis mostró también que la influencia del acero inferior no pretensado en el rendimiento dependiente del tiempo puede ser importante o no tan importante, dependiendo del nivel de carga.

2.3.2.4 Ductilidad y deformabilidad

La ductilidad describe la capacidad de un elemento estructural para soportar grandes deformaciones inelásticas en comparación con las elásticas antes del colapso y sin una pérdida significativa de resistencia. Los polímeros reforzados con fibras o FRP no poseen ductilidad, ya que como se mencionó previamente muestran un comportamiento elástico lineal hasta la falla frágil. La menor deformación en la falla es una preocupación significativa para los ingenieros de diseño. Una parte de la deformación se utiliza para el pretensado y la deformación por flexión, dejando muy poca reserva de deformación para la seguridad ante una rotura frágil.

A pesar de la estrecha relación entre ductilidad y deformabilidad se hace una diferenciación en la mención de los ensayos por la característica particular de unos las características de cada una por la diferencia que existe en los ensayos entre ambos para la determinación específica de cada una.

Ductilidad

Los índices o ratios de ductilidad más comunes se dan en términos de curvatura, rotación o deflexión de la siguiente manera:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}, \mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \text{ ó } \mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

donde:

μ : índice de ductilidad

ϕ : curvatura

θ : rotación

Δ : deflexión

El subíndice y denota la fluencia de la armadura, mientras que u denota el estado límite último. Debido a que las armaduras de FRP no fluyen, la definición convencional de ductilidad no es aplicable. Se han sugerido varias definiciones alternativas en la literatura.

(Naaman & Jeong, 1995) propusieron una definición basada en la energía del índice de ductilidad para un comportamiento perfectamente elasto-plástico. Según la definición propuesta, la relación de ductilidad se expresó como la relación de la energía total a la energía elástica en el estado de falla de la viga.

La definición basada en la energía del índice de la ductilidad de estructuras de hormigón parece ser la más elegante, y varios investigadores han intentado mejorar la ductilidad a la flexión utilizando diferentes técnicas para lograr un aumento del componente inelástico de la energía total en estructuras pretensadas o reforzadas con FRP. Sin embargo, la mayoría de estos esfuerzos han logrado mayores deflexiones en última instancia sin un aumento significativo en la energía inelástica.

Deformabilidad

(Abdelrahman, Tadros, & Rizkalla, Test Model for the First Canadian Smart Highway Bridge, 1995) propusieron criterios de ratio de deformabilidad que se basaban en las deformaciones equivalentes de la sección no fisurada y las deformaciones últimas. La curvatura y los índices de deformación basados en el desplazamiento (displacement-based) se definieron como la relación de la curvatura de la deflexión de la viga en la falla a la curvatura elástica equivalente o el desplazamiento de la viga no fisurada a una carga igual a la carga última.

Los índices de deformabilidad basados en esta lógica se calcularon para vigas pretensadas con trazado poligonal (harped prestressed beams) a partir de datos publicados (Ver Tabla Nro. 9). Las cargas de servicio se consideraron como la carga que produciría una tensión de tracción en el hormigón de $0,25\sqrt{f'_c}$ MPa ($3\sqrt{f'_c}$ psi). El

índice es efectivamente una función del ratio entre la deformación última y la deformación de pretensado, con una ligera modificación debido a las diferencias en el eje neutro por los comportamientos elástico e inelástico.

Tabla Nro. 9 Índices y ratios para evaluar la deformabilidad (ACI Committee 440, Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2007)

Referencia	Condición	Índice de deformabilidad	Relación Pretensado Último/Inicial	Relación Máxima deflexión/Luz	Ratio c/d
Abdelrahman (1997)	Subarmada	3.6	3.6	1/32	0.115
Abdelrahman (1997)	Sobreamada	4.4	3.6	1/32	0.345
Currier (1995)	Sobreamada	2.4	2	1/32	0.307

Los índices de (Abdelrahman & Rizkalla, Serviceability of Concrete Beams Prestressed by Carbon Fiber-Reinforced Plastic Bars, 1997) son más altos porque su nivel de pretensado fue más bajo que en los otros ensayos.

Los datos indican que el método más eficiente para obtener una alta deformabilidad es reducir el pretensado inicial. La reducción en la deformación inicial del pretensado proporciona una mayor reserva de deformación en el tendón, mayor curvatura o capacidad de deflexión y un índice más alto.

El principal problema para usar la armadura de FRP es su mayor deformabilidad, especialmente para FRP de vidrio y basalto. (Mirshekari, Donchev, Petkova, & Limbachiya, Deformability of Pretensioned PC Beams with BFRP Reinforcement, 2009) ensayaron cinco vigas de hormigón a gran escala reforzadas a diferentes niveles de pretensado de la armadura, cuatro de ellas con polímero de fibra de basalto (BFRP) y una de control con armadura de acero. Los resultados de los ensayos mostraron que ante un pretensado por encima del 30% en relación a la carga última de la armadura de BFRP: la capacidad de deformación de las vigas pretensadas con BFRP era similar o menor a la viga reforzada con acero para todos los niveles de carga. La viga con BFRP con 30% y 40% de pretensado tiene mayor capacidad que la viga reforzada con acero cuando se aplica un criterio de estado límite de servicio (SLS).

Años más tarde, el mismo equipo concluiría que el pretensado de barras de BFRP no contribuye significativamente a la capacidad última de las vigas pero que sí tiene un gran efecto en su deformabilidad, en medida que aumenta el nivel de pretensado se retrasa más el desarrollo de fisuras. (Mirshekari, Donchev, Petkova, & Limbachiya, Influence of the degree of prestressing on the behaviour of BFRP reinforced beams, 2015).

(Pearson & Donchev, 2013) ensayaron seis vigas pretensadas con BFRP a diferentes niveles de pretensado y alternando entre tendones adherentes y no adherentes. El estudio permitió concluir que la inyección de mortero de cemento tiene un efecto positivo reduciendo la deformabilidad e incrementando la capacidad última de las muestras reforzadas con BFRP. Al aumentar el nivel de pretensado en las muestras

inyectadas con mortero de cemento se consigue una significativa reducción en la deformabilidad, sin embargo, el efecto de aumentar los niveles de pretensado en vigas sin inyección de mortero no es significativo.

Según (Lees & Burgoyne, 1999), la alta capacidad de rotación de vigas pretensadas con FRP es esencial para advertir sobre fallas incipientes. Ésta alta capacidad de rotación se logra con mayor frecuencia en vigas no adherentes o parcialmente adherentes, donde las rotaciones de las vigas se concentran en unas pocas fisuras. Si los tendones están parcialmente adheridos o adheridos (por ejemplo, cuando la unión se elige para que tener una baja resistencia a cortante o si el tendón tiene una adherencia intermitente a lo largo de su longitud), se puede diseñar un sistema donde se produzca una cantidad controlada de adherencia (debonding) en las zonas con fisuras. De esta manera, se puede lograr una alta capacidad de momento último y una gran capacidad de rotación concentrada en las pocas fisuras. Otro enfoque consiste en utilizar una relación de curvaturas en las cargas últimas y de servicio. (Dolan & Burke, Flexural Strength and Design of FRP Prestressed Beams, 1996)

Un método interesante sugerido para mejorar la deformabilidad, la ductilidad, o ambas, en vigas pretensadas con FRP es combinar la armadura de pretensado de FRP con armadura de acero inoxidable no pretensado (Tung & Campbell, 2002).

2.3.2.5 Transferencia y longitud de desarrollo

Longitud de desarrollo: En hormigón pretensado se define como la longitud total de adherencia requerida para anclar el tendón mientras resiste cargas externas aplicadas al elemento. Ésta longitud es resultado de la suma de las longitudes de enlace necesarias para satisfacer dos condiciones de tensión diferentes ubicadas en regiones adyacentes claramente separadas a lo largo del tendón. La liberación de la tensión de pretensado introduce tensiones de transferencia en el tendón en los extremos libres de un elemento de hormigón pretensado. La distancia a lo largo del tendón sobre la cual se producen estas tensiones se denomina longitud de transferencia.

Una segunda situación de tensión en el tendón se produce cuando un miembro de hormigón pretensado se coloca bajo una carga de flexión, lo que provoca un aumento en la tensión del tendón. Cuando el miembro se fisura bajo carga creciente, la tensión del tendón aumenta aún más. Aunque la fisuración puede deberse a cargas de flexión o a cargas cortantes, el tendón registra ambos como un incremento de tensión. Embebido en el hormigón, el aumento de la tensión del tendón es resistido por los mecanismos de adhesión combinados, el efecto de Hoyer y el bloqueo mecánico o “mechanical interlock”. La unión entre la armadura y el hormigón en un miembro estructural es el resultado de la acción exitosa de estos mecanismos.

La transferencia y longitud de desarrollo de un tendón de FRP es una función del área de configuración del perímetro y el estado de la superficie del FRP, la tensión en el FRP y el método utilizado para transferir la fuerza de FRP al hormigón. El mecanismo de adherencia difiere entre las fibras de FRP y de acero debido a la gran variación

de las barras de FRP en términos de formas, tratamientos de superficie y módulos elásticos.

Longitud de transferencia: Es la longitud del tendón requerida para transferir la fuerza efectiva o total de pretensado al hormigón por medio de la adherencia. En general, la mayoría de los tendones FRP exhiben longitudes de transferencia menores que las requeridas en acero.

(Nanni, Utsunomiya, Yonekura, & Tanigaki, 1992) examinaron la longitud de transferencia de tendones de AFRP trenzadas impregnadas con epoxi y encontraron que la fricción era el mecanismo de unión predominante en las fibras de aramida y que estas fibras mostraban poco deslizamiento del tendón en comparación con el acero. (Taerwe & Pallemans, 1995) también estudiaron los tendones de AFRP y sugirieron una longitud de transferencia de 16 veces el diámetro nominal de los tendones. (Ehsani, Saadatmanesh, & Nelson, 1997) encontraron que la longitud de transferencia estaba entre 33 y 50 diámetros de barra, dependiendo del tipo de tendón.

(Mahmoud & Rizkalla, Bond of CFRP Prestressing Reinforcement, 1996) estudiaron la adherencia de tendones de CFRP en 24 vigas de hormigón pretensadas y encontraron que la longitud de transferencia medida varió de 450 a 650 mm (17,7 a 25,6 pulg.) para los tendones Leadline™. y de 300 a 425 mm (11,8 a 16,7 pulg.) para hebras de CFCC. Después de un estudio adicional y una comparación con un modelo analítico, recomendaron una fórmula para la longitud de transferencia que depende del pretensado del tendón, el diámetro y el tipo, y la resistencia del hormigón (Mahmoud, Rizkalla, & Zaghoul, Transfer and Development Length of CFRP Reinforcement, 1997).

(Ehsani, Saadatmanesh, & Nelson, 1997) realizaron ensayos en los tendones de carbono Leadline™ (8 mm ó 0,31 pulg.) Y CFCC (8,3 mm ó 0,33 pulg.) y encontraron que la longitud de transferencia era de 54 diámetros de barra para Leadline™ y de 50 diámetros de barra para CFCC.

(Soudki, Green, & Clapp, Transfer Length of Carbon Fiber Rods in Precast Pretensioned Concrete Beams, 1997) obtuvieron que la longitud de transferencia para los tendones de CFRP de Leadline™ es del orden de 80 veces el diámetro de barra, y encontró que los modelos existentes para el acero pueden proporcionar longitudes de transferencia no conservadoras para el tendón de CFRP.

Longitud de adherencia por flexión (flexural bond length): Es la longitud de empotramiento (embedment length) más allá de la longitud de transferencia requerida para desarrollar la resistencia a la tracción final del tendón de pretensado.

(Nanni, Utsunomiya, Yonekura, & Tanigaki, 1992) examinaron longitudes de adherencia para flexión y longitud de desarrollo en 25 vigas de hormigón pretensadas con AFRP. Se determinó que la longitud de desarrollo oscilaba entre 80 y 120 veces el diámetro nominal del tendón.

(Ehsani, Saadatmanesh, & Nelson, 1997) examinaron las longitudes de transferencia y adherencia por flexión de los tendones de pretensado de CFRP y AFRP y compararon los resultados con los de una viga de control con hebras de acero. Se probaron dos tipos de hebras de CFRP (CL y CT) y tres tipos de AFRP (AA, AF y AT) y llegaron a la conclusión de que los requisitos de longitud de desarrollo de ACI para las hebras de acero eran conservadores para los tendones de AFRP, pero no eran adecuados para los tendones de CFRP de Leadline™. La Figura Nro. 7 muestra algunas de las características del ensayo realizado.

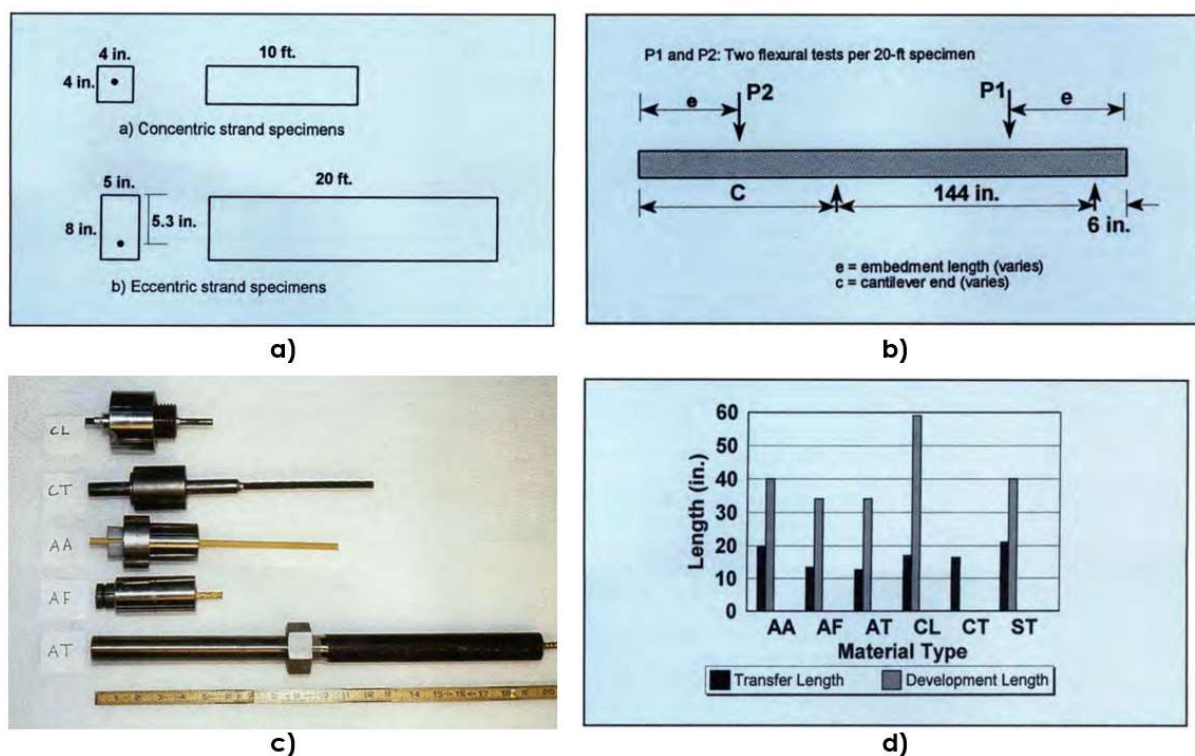


Figura Nro. 7 a) Dimensiones de los especímenes, b) Diagrama de configuración de carga para la viga, c) Longitudes relativas de los diferentes sistemas de agarre, d) Comparación de resultados entre las longitudes de transferencia y desarrollo para los materiales ensayados (Ehsani, Saadatmanesh, & Nelson, 1997)

La adherencia y el desarrollo para pretensar tendones de FRP hechos de carbono, aramida, basalto o fibra de vidrio están diseñados para proporcionar integridad en la adherencia para la resistencia del elemento.

2.3.2.6 Comportamiento a cortante

Una de las primeras aplicaciones de FRP como armadura a cortante se mostró en las vigas de un modelo a escala: 1:3, para vigas AASHTO del Puente Taylor en Canadá, que fueron ensayadas por (Fam, Rizkalla, & Tadros, 1997). En este estudio, cinco Vigas Tipo I, cada una de 9,3 m de largo, se armaron exclusivamente a cortante y pretensado con CFRP, incluida la armadura de CFCC y Leadline™, tanto el diseño general como la configuración de las mismas puede verse en la Figura Nro. 8.

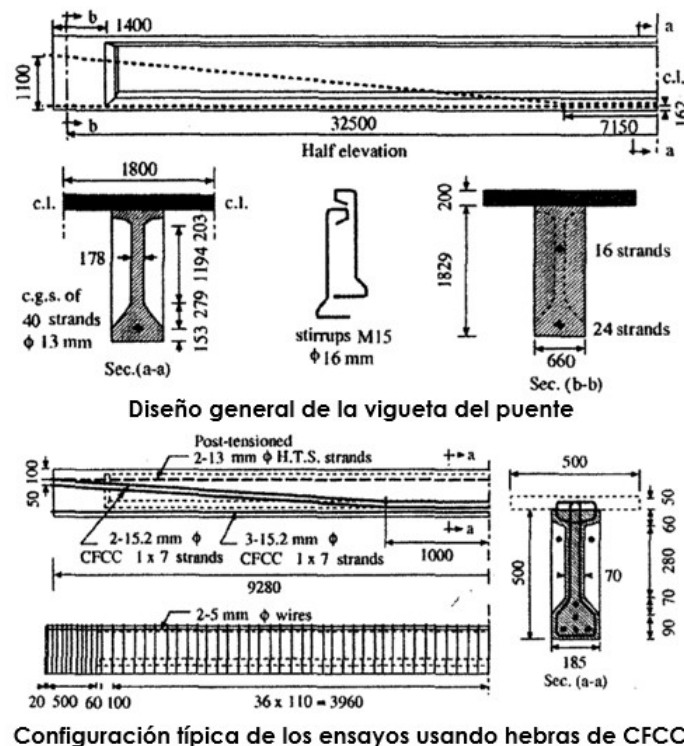


Figura Nro. 8 Vigas ensayadas Puente Taylor (Fam, Rizkalla, & Tadros, 1997)

Para simular la acción compuesta del tablero del puente, se proyectaron los estribos de CFRP de la viga a la losa, que fue hormigonada tras la fabricación de las vigas. Se utilizaron varias cuantías de armadura de cortante del alma para cada tipo de CFRP empleado. Esto se controló mediante el tamaño del estribo y el número de ramas. Se demostró que la cuantía de armadura en el alma afecta el nivel de tensión inducida en los estribos y el ancho de la fisura diagonal (de corte); sin embargo, el efecto no fue linealmente proporcional al ratio de armado del alma. Además, no se midió el deslizamiento entre la losa del tablero y la viga, lo que sugería que los estribos tuvieran una resistencia adecuada de dovola. Debido a que estas vigas estaban controladas por su capacidad a flexión, la cuantía de armado del alma prácticamente no tuvo ningún efecto en el comportamiento general.

El estudio demostró la viabilidad de utilizar la armadura de pretensado y la armadura a cortante de CFRP en vigas de puente, y condujo a un eficiente detallado de estribos en la unión entre el alma y el ala inferior para evitar un fallo prematuro por efecto del cortante. El estudio también resultó en un eficiente diseño y construcción del puente Taylor en Canadá, que fue el primero en utilizar la armadura a cortante de esta naturaleza.

(Shehata, 1999) posteriormente, realizó un estudio exhaustivo sobre la resistencia a cortante de vigas reforzadas con estribos de GFRP y CFRP enfocándose en el radio de doblado, donde a partir de dos limitaciones en el detallamiento lograría conseguir al menos el 50% de la resistencia paralela a las fibras. Estas limitaciones fueron 1) el radio de doblado no debe ser menor a 50 mm. o cuatro veces el diámetro efectivo

de la barra (cualquiera sea el mayor) y 2) la longitud de la cola del estribo no debe ser menor a 70 mm. o seis veces el diámetro efectivo de la barra (cualquiera sea el mayor).

2.3.3 Empleo del FRP como armadura activa en estructuras

El empleo de FRP pretensado en estructuras reales está algo limitado por la falta de normativas y conocimiento sobre el comportamiento del material como se ha mencionado previamente en este documento. La Tabla Nro. 10 recopila algunas estructuras construidas y las ordena cronológicamente.

Puesto que la mayoría de las aplicaciones existentes son en puentes, como apoyo a éste subapartado puede recurrirse al Proyecto de Tesina de Especialidad "Use of Fibre Reinforced Polymer Composites in Bridge Construction. State of the Art in Hybrid and All-Composite Structures" elaborado por Pawel Bernard Potyrala para la Universidad Politécnica de Cataluña, quien desarrolla una tabla cronológica extensa según el tipo de uso del compuesto de FRP.

Tabla Nro. 10 Ejemplo de estructuras de hormigón pretensadas y postensadas con FRP. Datos extraídos de (ACI Committee 440, Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 2007)

Tendón	Descripción	Dimensiones	País	Fecha
CFRP	Puente de Shinmiya	Luz de 5,7 m	Japón	1988
	Puente losa pretensado	6 tendones en la base, 2 en la parte superior de la losa		
	Puente de Ludwgshafen	Vano total de 85 m.	Alemania	1991
	4 vanos, postensados, vanos simples	Dos vanos rectos y dos vanos curvos		
	Puente de autopista	R=62,8 m.		
	Puente de Rapid City	Luz de 9 m, ancho de 5,2 m.	USA	1992
GFRP	Prefabricado, puente de losa postensado, en una planta de cemento	Losa de 180 mm. de espesor		
	Puente de Beddington Trail	2/3 de FRP pretensado		
	Puente de Beddington Trail	22,8 y 19,2 m.	Canadá	1993
	Prefabricado, pretensado, dos vanos	6 de 26 viguetas en T con FRP		
	Puente de autopista			
	Puente de Headingley	5 vanos, cada uno de 32,5 m.	Canadá	1996
AFRP	Prefabricado, viguetas pretensadas	4 de 40 Viguetas AASHTO Tipo I con FRP		
	Puente de Lunensche-Gasse	Luz de 6,55 m.	Alemania	1980
	Puente de losa de un solo vano	GFRP 100 Polystall, no adherente		
	Puente de Ulenberg-Strass	59 cables, cada 19-7,5 mm. Polystall	Alemania	1986
	Puente de autopista de dos vanos			
	Puente de Khaborovsk	Luz de 15 m.	Rusia	1989
AFRP	Cinco viguetas prefabricadas y pretensadas	24 GFRP's		
	Puente de Notsch	Luces de 13, 18 y 13 m.	Austria	1991
	Puente de autopista de tres vanos	Espesor de la losa: 650 mm.		
	Puente de Tabras Golf Club	Vano de 11,8 m. y un ancho de 2,4 m.	Japón	1990
	Puente de losa pretensado de tres vanos	3 de 21 viguetas pretensadas de AFRP		
	Puente de Birdie	Vano de 54,4 m. y un ancho de 2,1 m.	Japón	1990
AFRP	Puente peatonal postensado con losa suspendida	16 cables con 8 AFRP's agrupados		
	Puente Sumitomo	Luz de la losa de 12,5 m.	Japón	1991
	Puente de autopista, losa pretensada/vigueta cajón postensada	Luz de la vigueta cajón 25 m. 3 hebras de AFRP para la losa y 26 hebras de AFRP para la vigueta		

2.3.4 Dispositivos de anclaje

El tendón y el anclaje comprenden un sistema. Las propiedades del tendón están desarrolladas para un anclaje específico. El uso de un anclaje alternativo puede no resultar en las mismas propiedades de resistencia y rendimiento del sistema. Por ello, el diseño del anclaje resulta un punto clave en el pretensado.

2.3.4.1 Caracterización del anclaje

Los diversos tipos de anclajes utilizados con los tendones FRP se pueden clasificar como abrazaderas, tapones y conos, fundas de resina, capas de resina, recubrimientos metálicos y anclajes de cuña dividida, y se muestran en la Figura Nro. 9. Estos anclajes se describen brevemente a continuación.

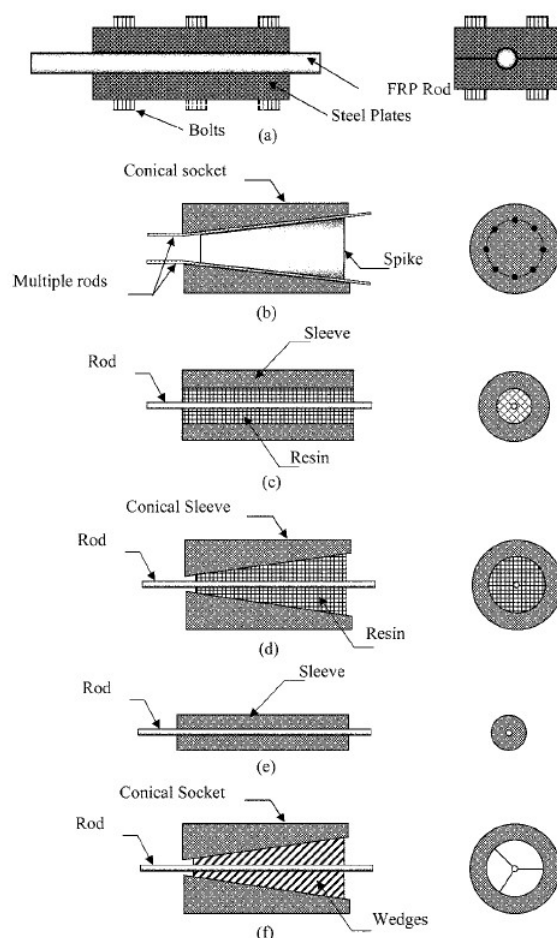


Figura Nro. 9 (a) Abrazadera; (b) tapón y cono; (c) manga recta; (d) manga contorneada; (e) recubrimiento de metal; y (f) anclajes de cuña partidos.

Anclaje de abrazadera: consiste en placas de acero ranuradas que fijan la barra de FRP y se mantienen juntas mediante pernos. La fuerza se transfiere desde el tendón al anclaje mediante un mecanismo cortante-fricción y está influenciada por parámetros como la rugosidad de las superficies de interfaz y la fuerza de sujeción aplicada por los pernos. El rendimiento del anclaje se mejora mediante el uso de un material de manguito (medio de protección) para revestir el tendón. Este material intermedio con baja rigidez y alta elongación final suaviza la distribución de la presión lateral en el tendón (Malvar & Bish, 1995). La longitud del anclaje puede variar, dependiendo del material elegido para asegurar que se alcance la resistencia máxima del tendón.

Anclaje de tapón y cono: (o barril y punta) está hecho de una caja de enchufe y una punta cónica (Burgoyne C. J., 1988). Un sistema de este tipo es particularmente adecuado para anclar tendones Parafil® donde las fibras de aramida no están encerradas en medios de resina, sino que están sostenidas solo por una vaina protectora exterior. Parafil® es único en su capacidad para distribuir uniformemente las fibras de aramida alrededor de la punta, logrando así una alta eficiencia de

anclaje. El mecanismo de agarre del anclaje es similar al de un anclaje en cuña, donde el tendón se mantiene por la fuerza de compresión aplicada a la fibra insertando la punta en el barril. Este esfuerzo de compresión, junto con la fricción entre el material de la varilla y el receptáculo, además de la punta, genera un esfuerzo de fricción que resiste el deslizamiento del tendón hacia afuera del receptáculo. La aplicación de campo de este sistema requiere la eliminación de la vaina de plástico, el peinado y la propagación de las fibras individuales y la colocación adecuada de la espiga con una distribución uniforme de las fibras a su alrededor.

Anclaje de manguito recto: en este anclaje, el tendón de FRP está incrustado o embebido en resina que llena una carcasa metálica tubular de acero o cobre. El material de encapsulamiento va desde mortero sin retracción con o sin arena, hasta mortero con cemento expansivo y materiales a base de epoxi. En el caso de mortero sin retracción y materiales de encapsulamiento poliméricos, el mecanismo de transferencia de carga depende completamente de la unión y el trabado entre los componentes de anclaje. El mecanismo de transferencia de carga es por adherencia en la interfaz entre la varilla y el material de relleno, y entre el material de relleno y el manguito o funda metálica. Para aumentar la unión entre los componentes del anclaje en tales casos, se usa un manguito con rosca interna, o se utiliza un material de relleno rígido, como arena que se agrega a la resina, o ambos. El relleno en la resina también sirve para reducir la retracción química de la resina durante el curado. Para mejorar la unión entre el tendón y el material de la lechada, se pueden aplicar modificaciones de la superficie del tendón tales como el trenzado.

(Harada, Idemitsu, Watanabe, Khin, & Soecha, 1993) fueron los primeros usuarios de materiales cementicios expansivos para rellenar anclajes de manguitos rectas. El mortero expansivo genera una presión lateral significativa y aumenta la resistencia al deslizamiento del tendón. Las presiones radiales internas de 25 a 40 MPa (3600 a 5800 psi) desarrolladas por los materiales de cemento expansivos son adecuadas para sujetar los tendones de FRP con una amplia gama de configuraciones de superficie sin causar concentraciones de tensión indebidas en el punto de egreso del tendón durante cargas cuasiestáticas y cíclicas (Harada, y otros, 1997). Se ha demostrado que anclajes entre 300 a 400 mm (12 a 16 pulg.) son suficientes para desarrollar toda la fuerza de los tendones CFRP sin deslizamiento en el extremo libre del anclaje. La efectividad de dichos anclajes también se ha demostrado en pruebas de relajación a temperaturas elevadas y de duración prolongada (Dye, Bakis, & Nanni, 1998). En este momento, la principal deficiencia de este tipo de anclaje parece ser el tiempo de curado de 2 a 3 días para materiales cementicios expansivos.

Anclaje de manguito troncocónico: tiene los mismos componentes que el anclaje de manguito recto. La principal diferencia entre los dos sistemas es el perfil variado de la superficie interna del manguito contorneado, que puede ser cónico lineal o cónico parabólico. El mecanismo de transferencia de carga desde el tendón al manguito es por la tensión de corte de la interfaz, que es una función de la unión y la tensión radial producida por la variación del perfil del material troncocónico. Un perfil cónico con

un ángulo de inclinación constante es el tipo de anclaje de manguito troncocónico más popular. (Kim & Meier, 1991) desarrollaron un anclaje de rigidez variable para los tendones de CFRP. El trabajo se basó en los conceptos de un anclaje comercial desarrollado por la compañía suiza BBR. El anclaje se hizo de un cono lleno de una matriz epoxi que contiene relleno cerámico de módulo de elasticidad alto. (Holte, Dolan, & Schmidt, 1993) describieron un anclaje parabólico con relleno de epoxi/arena.

Los siguientes parámetros afectan el rendimiento de un anclaje de manguito troncocónico:

- Longitud del anclaje
- Ángulo del cono de anclaje
- Radio frontal del cono de anclaje
- Módulo de elasticidad del material en maceta
- Longitud y módulo característico de la "zona blanda" en el relleno de resina en la parte delantera del anclaje. Los anclajes de manguito troncocónico a menudo fallan a través del desprendimiento del tendón del material de resina en lugar de la ruptura del tendón. Los inconvenientes prácticos de este anclaje incluyen el corte longitudinal de los tendones y el tiempo de curado del material de resina.

Superposición de metal: el sistema de cuña fundida a presión (die-cast) para CFCC (carbon fiber composite cable) requiere que la longitud del tendón esté predefinida de manera que un tubo de metal se pueda moldear en el tendón en una ubicación específica durante la fabricación, con el resultado de que el ajuste en el sitio es limitado. La capa de metal se agrega a los extremos del tendón por medio de moldeo a presión durante el proceso de fabricación.

La moldura fundida a presión puede entonces sujetarse en la ubicación del material metálico utilizando un anclaje de cuña típico. El uso de este sistema está limitado debido a la inflexibilidad en la longitud especificada del tendón. La transferencia de carga en este anclaje se logra mediante esfuerzo de corte (fricción), que es una función del esfuerzo de compresión radial y la fricción en las superficies de contacto.

Anclaje de cuña dividida: generalmente se prefieren los anclajes de cuña dividida debido a su compacidad, facilidad de ensamblaje, reutilización y confiabilidad. Este tipo de anclaje se puede subdividir en dos categorías: sistemas con contacto directo entre las cuñas de plástico o de acero y el tendón, y sistemas que usan una manga entre las cuñas y el tendón. Los anclajes de cuña se usan ampliamente en el anclaje de tendones de acero, pero deben modificarse para usarlos con tendones de FRP aumentando su longitud para reducir la tensión transversal en el tendón y controlando la rugosidad de la cuña para evitar que se formen muescas. El número de cuñas en el anclaje de cuña dividida varía de dos a seis cuñas insertadas en el barril. La razón principal para aumentar el número de cuñas es proporcionar una distribución de la tensión lateral más suave en la dirección radial del tendón. El mecanismo de sujeción se basa en la fricción y la fuerza de sujeción entre las cuñas,

el barril y el tendón. El uso de una pequeña forma cónica en las cuñas es de gran importancia para proporcionar una tensión transversal suave y uniformemente distribuida.

Se desarrolló un anclaje metálico como parte del programa ISIS Canada program (Sayed-Ahmed & Shrive, 1998) y (Campbell, y otros, 2000) para tendones de CFRP Leadline™ de 8 mm. El anclaje consta de tres componentes: un barril de acero inoxidable con un receptáculo cónico; un juego de cuatro piezas que consisten en cuñas cónicas de acero inoxidable y una funda fina y suave de metal que se coloca entre las cuñas y el tendón. La característica distintiva del anclaje es que el ángulo de inclinación de la cuña es 0,1 grados mayor que el de la superficie interna del barril. La diferencia de ángulo entre el barril y las cuñas ayuda a producir una distribución de tensión radial más deseable en el tendón y asegura que la falla del tendón se produzca fuera del anclaje. (Al-Mayah, Soudki, & Plumtree, 2001) han informado sobre una investigación experimental y analítica de este anclaje. Se han desarrollado y probado versiones no metálicas de este anclaje, en el que los elementos están hechos de hormigón de ultra alta resistencia (UHPC), donde el barril está envuelto con lámina de CFRP (sheet) (Reda Taha & Shrive, New Concrete Anchors for Carbon Fiber-Reinforced Post-Tensioned Tendons—Part 1: State-of-the-Art Review/Design, 2003) (Reda Taha & Shrive, New Concrete Anchors for Carbon Fiber-Reinforced Post-Tensioned Tendons—Part 2: State-of-the-Art Review/Design, 2003), o de hormigón en polvo reactivo reforzado con fibra de carbono (Shaheen, 2004), respectivamente.

2.3.4.2 Modos de rotura de los anclajes

Se han observado varios modos de rotura con los anclajes en cuña y los tendones FRP, y estos se resumen separándolos en dos categorías principales: falla del sistema de anclaje y ruptura.

- **Fallo del sistema de anclaje:** este tipo de fallo se puede clasificar en cuatro modos:
 1. Movimiento o deslizamiento del tendón hacia afuera del anclaje causado por una sujeción insuficiente (fuerza de corte baja) entre el tendón y el mango: se puede aumentar el agarre aumentando la fricción en las superficies de contacto, aumentando la fuerza normal aplicada, o ambas cosas.
 2. Deslizamiento del manguito y el tendón juntos en relación con las cuñas: esto indica una alta fuerza de corte entre el tendón y el manguito junto con una menor fuerza de corte entre el manguito y las cuñas. Esto se puede superar de la misma manera que se menciona en 1.
 3. Resbalón de las cuñas en relación con el cañón: esto rara vez ocurre, principalmente debido al diseño y la configuración geométrica de las cuñas y el cañón. A menudo se acompaña de aplastamiento del tendón.
 4. Rotura de la barra dentro del anclaje: se pueden generar altas concentraciones de tensión en el tendón dentro del anclaje, lo que causa

daños en las fibras. Un diseño de anclaje que produzca una baja concentración de tensión y una distribución uniforme de la carga en el anclaje supera este problema.

- **Rotura del tendón fuera del anclaje:** si el tendón no se rompe dentro o dentro de los tres diámetros del anclaje, entonces el anclaje no contribuye a la falla del tendón y se considera un diseño de anclaje satisfactorio.

El presente informe entiende la necesidad del desarrollo de un dispositivo de anclaje seguro, eficiente y durable para elementos de FRP postensados, como la definición de la longitud de transferencia en el caso de elementos pretensados. Esto supone la transferencia efectiva de las tensiones, sin causar daño alguno a las fibras, así como un procedimiento innovador de pretensado que haga posible las aplicaciones prácticas de elementos pretensados con FRP.

2.4 Diseño con FRP pretensado. Tratamiento normativo

Esta es una secuencia cronológica de la inclusión del FRP por diferentes institutos y comités para la elaboración de códigos y guías de diseño:

- 1995 : La Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles estableció la primera guía de diseño para edificios de hormigón pretensado y armado con FRP. Versión en japonés
- 1996 : El proyecto europeo de 4 años denominado EUROCRETE publica una serie de recomendaciones de diseño para estructuras de hormigón armado con FRP
- 1997 : La versión en inglés de la guía establecida por la ASCE el año 1995 es publicada (Sonobe, y otros, 1997)
- 1999 : Se publica el Código Nacional Sueco (Swedish National Code) para estructuras de concreto con armadura de FRP
- 2001 : Publicación del fib Bulletin 14 sobre refuerzo de FRP externamente adherido (Externally bonded FRP reinforcement)
ISIS Canada publica una serie de manuales para el uso del FRP como refuerzo interno, externo y pretensado
El comité 440 del Instituto Americano del Hormigón (ACI Committe 440) publica la primera versión de sus recomendaciones de diseño sobre refuerzo de FRP interno (440.1R)
- 2002 : El comité 440 del Instituto Americano del Hormigón (ACI Committe 440) publica la primera versión de sus recomendaciones de diseño sobre refuerzo de FRP externo (440.2R)

2003 : El comité 440 del Instituto Americano del Hormigón (ACI Committe 440) publica la segunda versión de sus recomendaciones de diseño sobre refuerzo de FRP interno (440.1R)

2004 : El comité 440 del Instituto Americano del Hormigón (ACI Committe 440) publica el ACI 440.3R Guía para métodos de ensayo y el ACI 440.4R Estructuras de hormigón pretensado con tendones de FRP

El consejo de investigación nacional italiano (CNR – National Research Council) publica las recomendaciones de diseño italianas para refuerzo de FRP externamente adherido (CNR-DT 200/2004)

2006 : El consejo de investigación nacional italiano (CNR – National Research Council) publica las recomendaciones de diseño italianas para refuerzo de FRP interno (CNR-DT 203/2006)

El comité 440 del Instituto Americano del Hormigón (ACI Committe 440) publica la tercera versión de sus recomendaciones de diseño sobre refuerzo de FRP interno (440.1R)

2007 : Publicación del fib Bulletin 40 sobre estructuras de hormigón reforzadas con armadura de FRP (FRP reinforcement in RC structures)

2018 : El comité 440 del Instituto Americano del Hormigón (ACI Committe 440) publica el ACI 447.1R Report on the Modeling Techniques Used in Finite Element Simulations of Concrete Structures Strengthened Using Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Materials

2019 : Publicación del fib Bulletin 90 sobre estructuras de hormigón reforzadas con FRP externamente adherido

Desde la fusión de CEB y FIP (Federation Internationale de la Precontrainte), este grupo de tareas se ha integrado en el nuevo fib (Federation Internationale du Béton). El grupo de tareas 5.1 de la Comisión 5 (antes 9.3) de la fib se encarga de desarrollar pautas de diseño para estructuras de hormigón reforzadas, pretensadas o reforzadas con FRP, según el formato de diseño del Código de modelo CEB-FIP y el Eurocódigo 2 (fib TG9.3).

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) estableció un comité de normas para abordar los productos FRP independientes.

En Estados Unidos, el Transportation Research Board (TRB) ha establecido formalmente el Comité A2C07 para examinar el uso de FRP en estructuras de puentes. Otras sociedades establecidas en este país, como la Sociedad para el Avance de la Ingeniería de Materiales y Procesos (SAMPE) y la Alianza de Desarrollo de Mercados (MDA) de la Industria de Compuestos de FRP, han estado activas en el área de FRP para uso en la construcción. (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

2.4.1 Diseño de elementos de hormigón pretensado con tendones de FRP según ACI 440.4R-04

Este apartado resume los criterios de diseño recomendados por el documento reaprobadado el año 2011 por el ACI Committee 440 con el objetivo de tener un acercamiento a los criterios de diseño sugeridos por éste comité y poder hacer un diseño preliminar de la armadura a considerar para las vigas estudiadas en el siguiente capítulo.

2.4.1.1 Diseño a flexión

Una viga de hormigón pretensado convencional con tendones de acero se deformará elásticamente hasta la fisuración (en caso de pretensado total no se alcanza la fisuración), y luego la deflexión del elemento aumentará progresivamente a medida que los tendones se deforman en su fase plástica hasta que se produce una falla por aplastamiento del hormigón o ruptura del tendón. Por otro lado, una viga pretensada con barras o tendones de FRP se deformará elásticamente hasta la fisuración, y luego continuará deformándose de forma lineal o casi lineal bajo carga creciente hasta que se rompa el tendón o se supere la deformación última de compresión del hormigón. (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

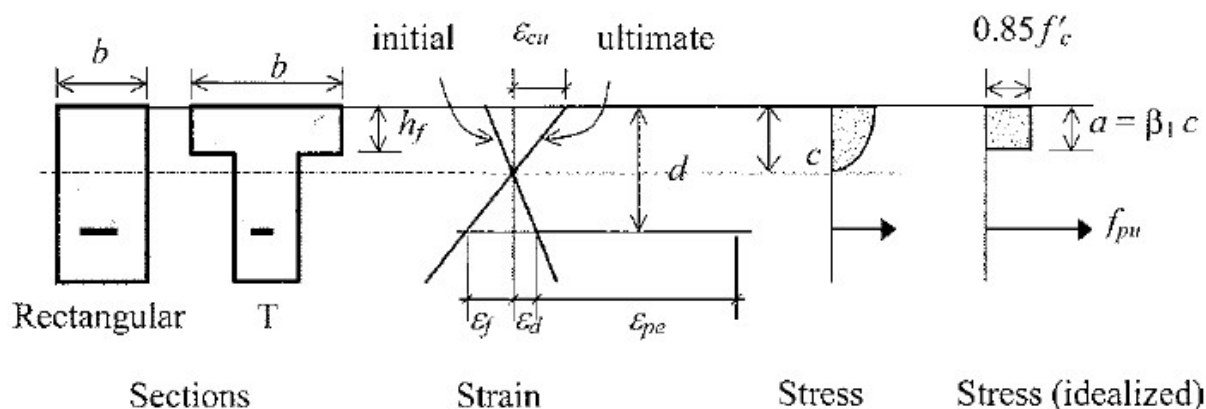


Figura Nro. 10 Cuantía balanceada: Condiciones de tensión y deformación (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011); Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

Metodología de diseño por resistencia

El enfoque del diseño de la resistencia de las vigas pretensadas con FRP se basa en el concepto de **cuantía balanceada** (Ver Figura Nro. 10), que se define como la relación de armadura que simultáneamente resulta en la ruptura de los tendones y el aplastamiento del hormigón. La falla del hormigón se toma como una deformación de compresión límite de $\epsilon_{cu} = 0,003$. Este límite de deformación asume que no se permite el confinamiento del hormigón debido a la presencia de estribos cerrados. (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

Se utiliza un bloque de tensiones rectangular para modelar el comportamiento del hormigón. La falla del tendón se define como el momento en el que el tendón alcanza la capacidad última de deformación a tracción del tendón ε_{pu} .

El comportamiento a flexión de una viga se puede describir según si la sección crítica es una sección controlada por compresión o controlada por tensión. Una condición de sección controlada por compresión ocurre cuando la relación de armadura ρ es mayor que ρ_b y el hormigón se aplasta sin que los tendones fallan. Cuando ρ es menor que ρ_b , se produce una condición de sección controlada por tensión como resultado de la ruptura de los tendones antes del aplastamiento del hormigón. (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

Sección por tensión controlada

Momento nominal

$$M_n = \rho b d^2 f_{pu} \left(1 - \frac{\rho}{1,7} \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \quad \text{Ec. 1}$$

Sección por compresión controlada

$$\lambda = \frac{E_p \varepsilon_{cu}}{0,85 f'_c \beta_1} \quad \text{Ec. 2}$$

donde,

λ : Constante que depende del material

β_1 : factor que depende de la resistencia del concreto, toma el valor de 0,85 para resistencias hasta 27,5 MPa, a partir de esta resistencia en más, su valor se reduce en 0,05 por cada 6,9 MPa de exceso de resistencia hasta un límite inferior de 0,65.

$$k_u = \frac{c}{d} = \sqrt{\rho \lambda + \left(\frac{\rho \lambda}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{pe}}{\varepsilon_{cu}} \right) \right)^2} - \frac{\rho \lambda}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_{pe}}{\varepsilon_{cu}} \right) \quad \text{Ec. 3}$$

Momento nominal

$$M_n = 0,85 f'_c b \beta_1 k_u d^2 \left(1 - \frac{\beta_1 k_u}{2} \right) \quad \text{Ec. 4}$$

El enfoque de diseño general para los tendones de pretensado de FRP es utilizar las ecuaciones del comportamiento a flexión para establecer la cuantía de armadura que cumpla los requisitos de resistencia de la sección. Se selecciona un nivel de pretensado de 40 a 50% de la resistencia del tendón para la fuerza de pretensado inicial y se verifican las tensiones a nivel de servicio. Si la sección es suficiente, se completa el diseño a flexión. Si no lo está, se aumenta el número o diámetro de los tendones o se ajusta el tamaño de la sección para cumplir con los requisitos de

servicio, y luego se vuelve a verificar la capacidad de resistencia. La armadura de FRP no pretensada se puede utilizar para aumentar la resistencia de una sección. (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

Armadura mínima a flexión

En cada sección de un elemento a flexión, la armadura mínima se considerará tal que:

$$M_r > 1,5M_{cr} \quad \text{Ec. 5}$$

Donde el momento de fisuración, M_{cr} , se calcula usando el módulo de ruptura, f_r :

$$f_r = 0,6\lambda_{02}\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 6}$$

El efecto de la densidad del hormigón en la resistencia a la tracción y otras propiedades deben ser tomadas en cuenta por el factor λ_{02} .

λ_{02} : 1,00 para hormigón de densidad normal.

: 0,85 para hormigón estructural de densidad media baja en el que el agregado fino es arena natural.

: 0,75 para hormigón estructural de densidad media baja en el que el agregado fino no es arena natural.

Se puede aplicar interpolación lineal basada en la fracción de arena natural en la mezcla.

2.4.1.2 Diseño a cortante

Se deben tomar en cuenta varios problemas cuando se usa el FRP como armadura a cortante debido a las diferencias entre el FRP y el acero:

- El FRP puede tener un módulo de elasticidad relativamente bajo.
- El FRP tiene una alta resistencia a la tracción y no tiene plataforma de fluencia.
- La resistencia a la tracción de la porción doblada de una barra de FRP es significativamente más baja que la porción recta.
- FRP tiene menor resistencia por trabado o "dowel resistance" y resistencia a la tracción en cualquier dirección que no sea la de las fibras.
- Las características de adherencia de los estribos de FRP pueden variar.

Diseño con estribos de FRP

La resistencia nominal a cortante está dada por la suma de los aportes del hormigón, los estribos y el componente vertical de la fuerza de pretensado como sigue:

$$V_n = V_c + V_{frp} + V_p \quad \text{Ec. 7}$$

donde la resistencia a cortante del hormigón será

$$V_c = 0,17\sqrt{f'_c}b_wd \text{ [N]} \quad \text{Ec. 8}$$

La resistencia a cortante provista por los estribos de FRP cuando éstos están en posición vertical será:

$$V_{frp} = \frac{f_{fb}A_vd}{s} \quad \text{Ec. 9}$$

donde,

$$f_{fb} = \phi_{bend}f_{fu} \quad \text{Ec. 10}$$

$$\phi_{bend} = \left(0,11 + 0,05 \frac{r}{d_b}\right) \quad 0,25 \leq \phi_{bend} \leq 1,0 \quad \text{Ec. 11}$$

donde r es el radio de doblado o curvatura del estribo

La tensión máxima en la armadura de FRP se limita a un valor límite inferior de 0,002 veces el módulo de elasticidad del estribo, o la resistencia de la porción doblada de los estribos $\phi_{bend}f_{fu}$. La forma de la Ec. 12 es la misma que se indica en ACI 318-02, excepto que f_y se reemplaza por una tensión en la barra de FRP basada en la relación r/d_b , como se muestra en la ecuación. Ec. 13. (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

Espaciamiento de estribos

ACI 318-02, Sección 11.5.4, evita un ancho excesivo de fisura al limitar el espaciado máximo de la armadura a cortante para elementos pretensados de $0,75h$ o 600 mm . La separación máxima del estribo se reduce a la mitad en relación con el caso anterior cuando el valor máximo de V_{frp} es mayor a $0,33\sqrt{f'_c}b_wd$. El código canadiense "Canadian Highway Bridge Design Code" limita la deformación de tracción en la armadura a cortante de FRP a 0,002. Estas dos condiciones aseguran que las fisuras sean relativamente pequeñas y se distribuyan uniformemente a lo largo del elemento. Para estribos de FRP, el espaciamiento máximo debe limitarse a $d/2$ o 600 mm según lo sugerido por ACI 318-02 para elementos no pretensados. (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

Armadura mínima de cortante

La norma ACI 318-02 requiere una cantidad mínima de armadura de corte cuando V_u , la fuerza de corte factorizada en una sección excede de $V_c/2$. Este requerimiento limitación evita la falla a cortante en elementos donde la formación repentina de fisuras puede conducir a un agotamiento excesivo (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004):

$$A_{v,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{\phi_{bend} f_{fu}} \quad [mm^2] \quad \text{EC. 14}$$



Figura Nro. 11 Radio mínimo y longitud de la cola de una curva de estribo (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004)

La Figura Nro. 11 muestra el radio mínimo y la longitud de cola para estribos de FRP, en relación a la armadura de corte.

3. VALIDACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

Este capítulo pretende reproducir numéricamente, a través de un software de elementos finitos, los resultados experimentales de campañas existentes para poder validar sus modelos.

A través de esta validación y con la información que extraigamos de ésta, seremos capaces de diseñar una campaña experimental sobre el comportamiento mecánico de elementos pretensados con tendones de FRP y predecir correctamente los resultados.

La modelización requiere conocimiento acerca de las bases de la modelización numérica, que comprenden el comportamiento de los materiales, las características del método de los elementos finitos y su discretización, además del análisis, todos ellos considerados por el software escogido midas FEA.

midas FEA

El programa elegido para modelizar las vigas de estudio es idóneo para el análisis avanzado no lineal y de detalle para aplicaciones en ingeniería civil y estructural. Está especializado en el análisis de métodos refinados, necesarios por los códigos de diseño cuando se trata de geometrías complejas. El software permite modelar de manera eficiente estructuras complejas con placas y elementos sólidos en lugar de usar elementos 1D para simplificar su modelo. Una característica especial de este software es que incluye materiales para la simulación de la fisuración y el agotamiento a compresión del hormigón y modelos de interfaces para simulación de la adherencia entre armaduras y hormigón.

3.1 Bases para la modelización numérica de elementos reforzados y pretensados con FRP

3.1.1 Modelización numérica de materiales cuasifrágiles

Existen modelos que describen el comportamiento a rotura de los materiales cuasifrágiles, estos se han representado en dos familias (Ver Figura Nro. 12):

- a) Los modelos que describen la fractura a través de la **fisura discreta**. Estos modelos van desde la mecánica de la fractura elástica lineal en el nivel más simple, a los modelos de fisura cohesiva (Rodríguez Santana, 2016). Usa elementos finitos en los que las fisuras del hormigón están separadas representadas en los límites del elemento. (midasFEA, 2015)
- b) Los modelos basados en las formulaciones del continuo (es decir, formulada en términos de los tensores de tensión y deformación), dentro de este grupo se encuentran los modelos de gradientes, no locales, los modelos de banda o también denominados de fisura cohesiva difusa o **fisura distribuida** y modelos de singularidad fuerte (Rodríguez Santana, 2016). Las fisuras del hormigón se asumen

dispersas y distribuidas por lo que no utilizan elementos discretos en la ubicación de las fisuras (midasFEA, 2015).

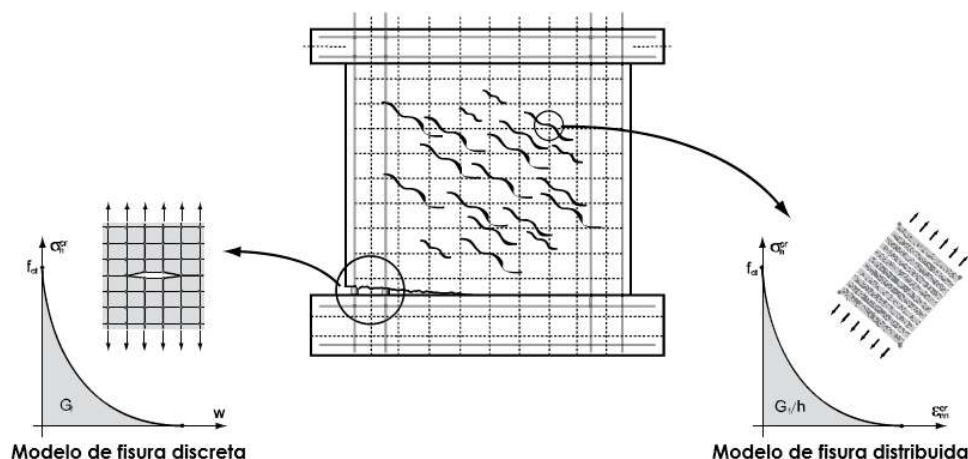


Figura Nro. 12 Modelos de fisura en hormigón (midasFEA, 2015)

El modelo de fisuras discretas tiene la ventaja de poder representar específicamente comportamientos tales como discontinuidad física debido a la fisuración y falla del hormigón y deslizamiento en la unión con las barras de armado, pero tiene desventajas en el sentido de que la precisión del análisis depende significativamente de las propiedades del material requeridas, y ese modelado de elementos finitos puede ser bastante complejo. Las fisuras se pueden modelar dividiendo automáticamente los elementos en las ubicaciones de las fisuras y agregando elementos de la interfaz por adelantado en las ubicaciones donde se esperan las fisuras. El modelo de fisura distribuida asume que las fisuras generadas localmente están dispersas de manera uniforme sobre una superficie amplia. Se sabe que este modelo es adecuado para estructuras de hormigón reforzado con una cantidad razonable de armadura, y su modelado de elementos finitos es relativamente simple.

El modelo de fisura distribuida se puede clasificar en modelos de fisura ortogonales (direcciones de fisura ortogonales) y no ortogonales (direcciones de fisura no ortogonales), según el supuesto de los ángulos de desarrollo de la fisura. Además, dependiendo de los métodos de análisis numérico para las fisuras, el modelo de fisura distribuida se clasifica en varios modelos, como el modelo de deformación descompuesta y el modelo de deformación total (total strain model). (midasFEA, 2015)

El modelo de deformación descompuesta en el modelo de fisura distribuida calcula la deformación total en términos de deformación del material y deformación de la fisura. La deformación del material es bastante versátil en cuanto a su capacidad de expansión, ya que puede incluir deformación elástica, deformación plástica, deformación por creep, deformación térmica, etc. La deformación de la fisura también puede expandirse en un modelo de fisura multidireccional no ortogonal, ya que puede incluir un número de deformaciones de fisura en diferentes ángulos. Sin embargo, su gran desventaja es que el algoritmo es complejo; la selección de las

propiedades del material es difícil; y la convergencia puede convertirse en un problema. (midasFEA, 2015)

El modelo de deformación total en el modelo de fisura distribuida puede formularse de manera bastante simple utilizando la deformación total sin tener que descomponerla en los componentes de la deformación. Además, su algoritmo es fácil de entender porque el modelo de deformación total utiliza solo una relación de tensión-deformación para el comportamiento a tracción, incluidas las fisuras y una para el comportamiento a compresión. También es más práctico ya que la entrada para las propiedades del material para definir comportamientos no lineales es relativamente simple. (midasFEA, 2015)

Por estos motivos es que resulta práctico utilizar un modelo de fisura distribuida de deformación total.

3.1.2 Modelos constitutivos de los materiales

3.1.2.1 Hormigón

Bajo el concepto de deformación total se entiende que la relación constitutiva del material se describe en términos de relaciones tensión deformación. Comúnmente, también en este documento, la relación constitutiva del estado no fisurado será lineal-elástica. Cuando se viola el criterio de tensiones, se reemplaza la relación lineal elástica por una ley tensión-deformación ortótropa en función a las direcciones de las tensiones principales, es aquí donde intervienen el modelo de fisura rotativa y el de fisura fija (Feenstra, de Borst, & Rots, 1991).

En el modelo de fisura fija, los ejes principales de ortotropía se mantienen fijos durante la fase de post-fisuración, a diferencia del modelo de fisura rotativa, en el que en la fase post-fisuración no se mantienen constantes, sino que rotan coaxialmente con las principales deformaciones durante la propagación de la fisura como se ve en la Figura Nro. 13. (Feenstra, de Borst, & Rots, 1991)

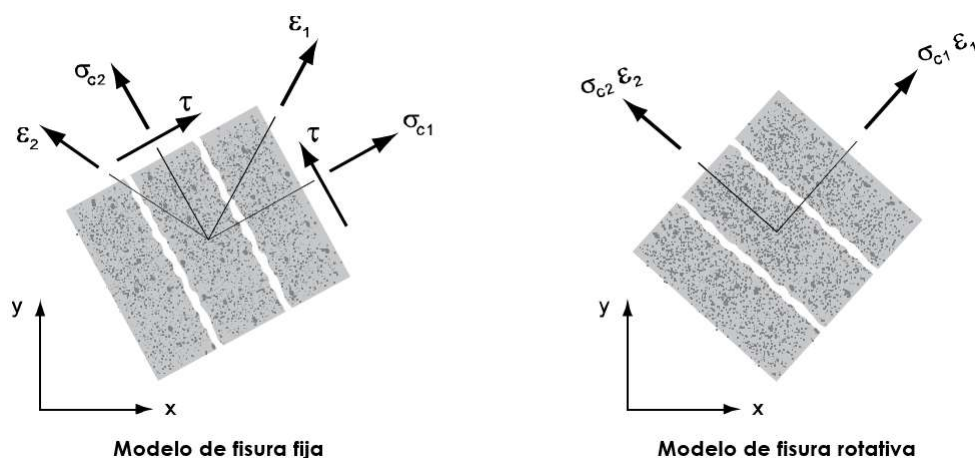


Figura Nro. 13 Modelos de fisura ortogonal (midasFEA, 2015)

En comparación con el modelo fijo, el modelo rotativo generalmente resulta en una carga de falla inferior porque no se ve tan afectada por el fenómeno de bloqueo de tensión (stress-locking phenomena). El fenómeno de bloqueo de tensión está presente en el modelo de fisura fija donde las tensiones giran significativamente después de la formación de la fisura, lo que resulta en una sobreestimación considerable de la carga de falla. Si se usa un modelo de fisuras fijas, se debe usar un modelo de retención de cortante adecuado. (Feenstra, de Borst, & Rots, 1991)

Con el objeto de describir gráficamente la diferencia de ambos modelos, la Figura Nro. 14 presenta un diagrama tensión-deformación en el que se comparan el modelo de fisura fija y modelo de fisura rotativa resultantes de la experimentación numérica llevada a cabo por Bhide y Collins en el año 1987 para un panel PB21 de hormigón armado. Las dimensiones del panel son de $870 \times 870 \times 70$ [mm], un porcentaje de armadura de 2.2% en la dirección x y 0% en la dirección y , hormigón con módulo de Young de $E_c = 20000$ [MPa], ratio de Poisson $\nu = 0.2$, $f_{ct} = 2.0$ [N/mm²] y energía de fractura $G_f = 0.89$ [Nmm/mm] sobre un ancho de banda de fisura de 890 [mm]. Se asume un espaciamiento entre fisuras de 100 [mm]. El modelo de fisura fija considera un factor de retención de cortante $\beta = 0.2$. En cuanto a la armadura las barras de acero tienen un módulo de Young $E_s = 210000$ [MPa] y una tensión de fluencia $f_y = 402.0$ [N/mm²]. (Feenstra, de Borst, & Rots, 1991)

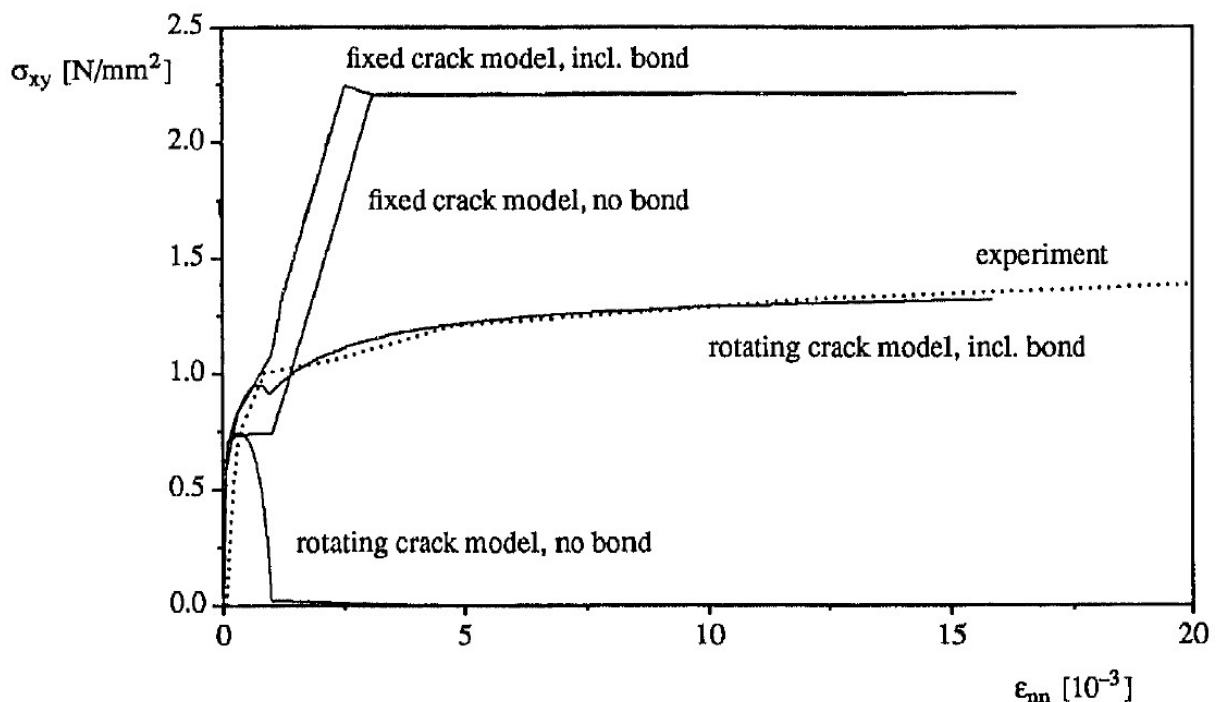


Figura Nro. 14 Tensión de cortante – Principal respuesta de deformación por tensión para el panel PB21 (Feenstra, de Borst, & Rots, 1991)

Las propiedades del material elástico-lineal son el módulo de Young y el módulo de Poisson.

El **módulo de Young** del hormigón a los 28 días se define como el módulo de elasticidad tangente al origen del diagrama tensión-deformación, es

aproximadamente igual a la pendiente de la secante de la rama de descarga para descargas rápidas, se usa para la descripción de diagramas tensión-deformación para compresión y tensión uniaxial como para la estimación de fluencia o creep del hormigón. No incluye deformación plástica inicial por definición.

Para un análisis solamente elástico de una estructura de hormigón se utiliza el módulo de elasticidad reducido, que tomará en cuenta la deformación plástica inicial, causando deformaciones irreversibles. (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016) establece que se debe usar un módulo de Young reducido con un factor de reducción igual a 0,85 para tener en cuenta la fisuración inicial debido al creep, la retracción y demás.

En cuanto a la **relación de Poisson**, para un rango de tensiones de $-0,6 * f_{ck} < \sigma_c < 0,8 * f_{ctk}$, ésta relación ν_c oscila entre 0,14 y 0,26. Con respecto a la importancia de ν_c , para el diseño de elementos, especialmente en cuanto a su influencia en la formación de fisuras en estado límite último (ELU), la estimación de $\nu_c = 0,20$ cumple la precisión requerida. El valor de $\nu_c = 0,20$ también es aplicable para hormigón de agregado liviano. (fib, fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013)

(Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016) indica que la relación de Poisson se supone igual a 0.15, independientemente de la resistencia del hormigón. Si el modelo de fisuración aplicado no incluye una disminución del efecto de Poisson durante la fisuración progresiva, se debe considerar un análisis adicional con una proporción de Poisson igual a 0,0.

Efecto de fisura lateral (Lateral Crack Effect) - (Vecchio & Collins, 1993)

La Teoría del Campo de Compresión Modificado (MCFT) formulada por Vecchio y Collins, es un modelo analítico que representa el efecto del ablandamiento o "softening" en elementos de hormigón armado fisurado cuando se encuentran sometidos a compresión. Fue desarrollada en base a numerosos ensayos en los que se obtenía una importante diferencia entre elementos de hormigón armado fisurado sometidos a compresión y elementos de hormigón en masa sometidos a compresión uniaxial (probetas cilíndricas de hormigón). La presencia de grandes deformaciones transversales de tracción resultaba en una significativa reducción en cuanto a resistencia y rigidez para el hormigón armado fisurado sometido a compresión (Ver Figura Nro. 15). Vecchio y Collins atribuyen éste efecto principalmente a la deformación principal por tracción, aunque no es el único factor, existe cierta influencia en la resistencia del hormigón, puede verse un ligero aumento de ablandamiento o "softening" en hormigones de alta resistencia. Otro factor al que se le puede atribuir cierta influencia es el efecto tamaño. (Vecchio & Collins, 1993)

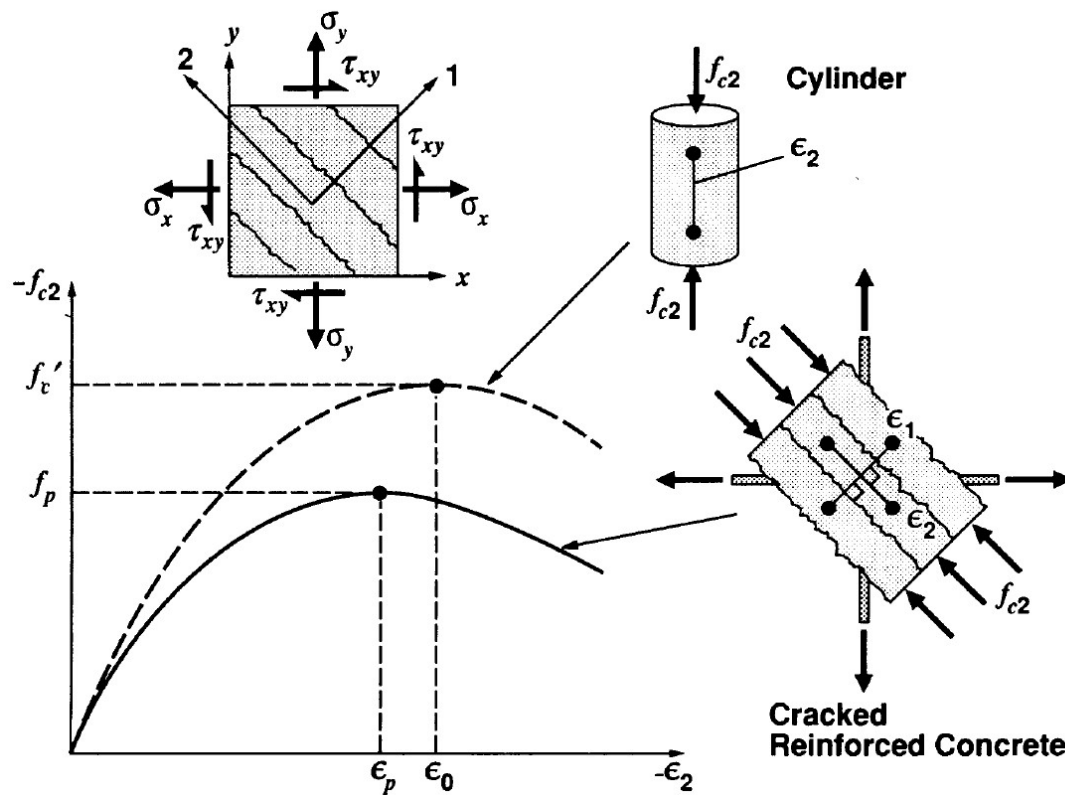


Figura Nro. 15 Respuesta de compresión deteriorada en elementos de hormigón armado fisurados (Vecchio & Collins, 1993)

Efecto de confinamiento (Confinement effect) – (Selby & Vecchio, 1993)

El modelo constitutivo basado en la deformación total se basa en la Teoría del Campo de Compresión Modificada propuesta por Vecchio y Collins. Esta teoría fue formulada sobre la base de modelos bidimensionales. El software midas FEA ha implementado una extensión para modelos tridimensionales basados en la teoría propuesta por Selby y Vecchio en la que el flujo computacional del motor de elementos finitos se adapta a este método.

El efecto Poisson sobre un material determina el desplazamiento lateral de un espécimen sometido a una carga de tracción o compresión uniaxial. Si estos desplazamientos están limitados, un confinamiento lateral pasivo actuará sobre la muestra. Este efecto se considera importante en un modelo tridimensional de estructuras de hormigón armado. En el trabajo de Selby & Vecchio, este efecto se modela a través de un concepto de pre-deformación en el que los efectos de expansión lateral se toman en cuenta con una carga externa adicional en la estructura. (Selby & Vecchio, 1993)

Comportamiento a tracción

De entre los modelos posibles la bibliografía recomienda tomar en cuenta el modelo exponencial o de Hordijk, puesto que su diagrama resulta en fisuras más localizadas que evitarán grandes áreas de fisuración difusa. Ambos diagramas de reblandecimiento se consiguen en función a la resistencia a tracción f_t , la energía de fractura G_f (definida como el área de la curva tensión-deformación dividida por la longitud equivalente), y la longitud equivalente h_{eq} (su valor debe ser basado en el tamaño del elemento).

La Figura Nro. 16 muestra las curvas de ablandamiento o softening por tracción típicas.

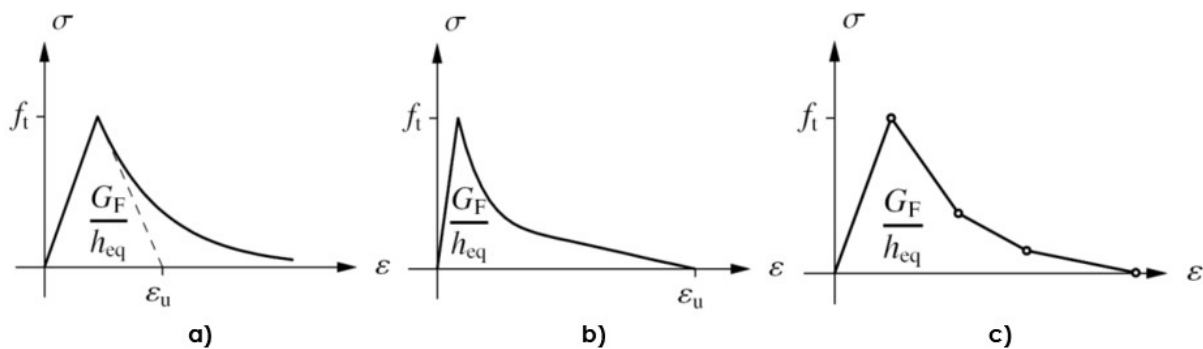


Figura Nro. 16 Curva de ablandamiento a) Exponencial, b) Hordijk, c) Multilineal

Comportamiento a cortante

Será necesario considerar un modelo de retención de cortante para modelos de fisura fija. Para vigas y losas sin estribos, se debe demostrar explícitamente la adecuación del modelo de retención de cortante. Alternativamente **se debería utilizar el modelo de fisura rotativa**.

El parámetro de retención de cortante caracteriza el comportamiento a cortante de un elemento con cierto volumen de hormigón armado fisurado. Se utiliza el factor de reducción β del módulo de rigidez inicial G , para tener en cuenta una cierta redistribución de la tensión de cortante en el plano de fisuración debida al trabado del agregado o aggregate interlock en inglés. Los mejores valores de ajuste que se adoptarán dependen del tipo de problema, pero los mejores resultados de ajuste se obtienen si los valores de los parámetros β están dentro del rango de 0,3 a 0,5. (Chen & Han, 1988).

Comportamiento a compresión

El comportamiento a compresión se debe modelar de tal manera que la tensión de compresión máxima esté limitada. Se sugiere un diagrama de tensión parabólica con rama de reblandecimiento (softening branch). La rama de reblandecimiento debe basarse en el valor de la energía de fractura por compresión para reducir la sensibilidad del tamaño de la malla durante la localización de la deformación por

compresión. (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016). Los tipos de diagramas de comportamiento a compresión se visualizan en la Figura Nro. 17.

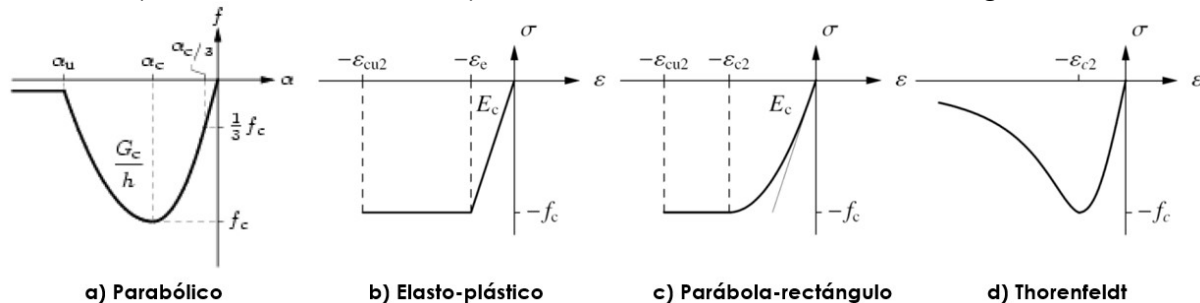


Figura Nro. 17 Tipos de diagramas de compresión (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)

Ancho de banda de fisura

Para evitar resultados erróneos relacionados al refinamiento de malla, la ley de reblandecimiento debería dividirse por el área donde se espera que las fisuras se localicen. De esa manera, se logra que la misma cantidad de energía se disipe por una fisura que se forma sobre la longitud del elemento de una malla gruesa y otra fisura que se localiza sobre la longitud del elemento de una malla más fina. Luego, aprovechando el hecho de que el espécimen real e imperfecto se fisuraría en una región finita donde la sección es más débil, se dice que la región pertinente en el modelo sería la longitud de un elemento de una malla adecuadamente fina.

Cuando se divide el diagrama de tensión-deformación obtenido por el ancho de la banda de la fisura, h se obtiene una ley de reblandecimiento de tensión-deformación y también se consigue la independencia de malla deseada. Entonces, se puede entender que, mediante esa división, el diagrama de reblandecimiento se atribuye al área especificada por h , es decir, la parte del continuo donde se espera que se localice la fisura.

Después de escalar la ley de reblandecimiento con el ancho de banda de fisura, la forma de la curva en la región posterior a la fisuración adquiere cierta dependencia de ese parámetro. (Floros & Ingason, 2013)

El ancho de banda de fisura o longitud equivalente debe basarse en las dimensiones del elemento y las direcciones de la fisura con respecto a la alineación del elemento. (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016) sugiere que para elementos cuadrados (dimensiones $h \times h$) y con una dirección de fisura a lo largo de una de las diagonales, esto llevaría a un ancho de banda de fisura estimado de $h_{eq} = \sqrt{2} h$. Para los mismos elementos cuadrados con una dirección de fisura a lo largo de uno de sus bordes $h_{eq} = h$ (Ver Figura Nro. 18)

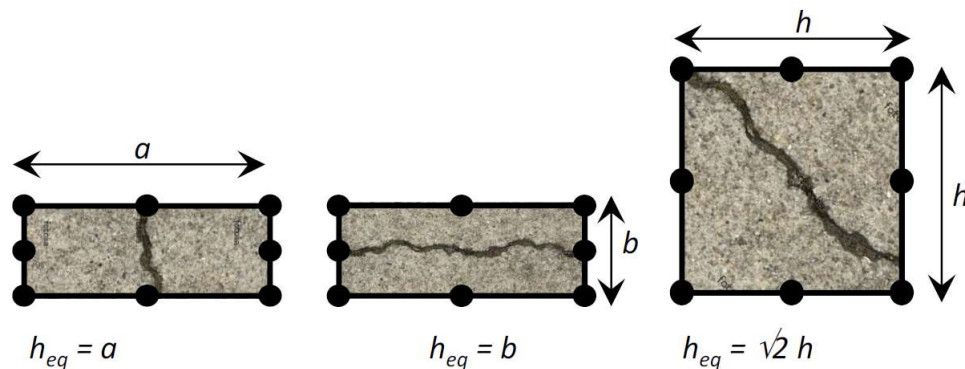


Figura Nro. 18 Ejemplos de longitud equivalente basada en las dimensiones del elemento y la dirección de la fisura (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)

Dado que, h , se elige básicamente como la longitud del elemento es sencillo deducir que cuanto más fina es la malla, menor es el ancho de la banda de fisura, h .

(Floros & Ingason, 2013) en un análisis relacionado al tamaño del elemento, el ancho de banda de fisura y la energía de fractura observa que la localización esperada de la fisura en el hormigón se obtenía con mayor dificultad a medida que la malla elegida era más fina. En particular, para lograr el objetivo de fisuración localizada con una malla más fina, el tamaño de paso incremental debe reducirse significativamente.

Energía de fractura

Un efecto similar relacionado a la ley de tensión-deformación a tracción luego de la fisura y la elección del valor del ancho de banda de fisura h se observa con la energía de fractura G_f (valor que también debe ser insertado en el modelo). La literatura propone muchas fuentes y métodos para la selección adecuada de este parámetro, ya que la elección pertinente se relaciona con muchas cuestiones relacionadas con las incertidumbres materiales y los efectos de tamaño de las muestras.

La energía de fractura se define como la energía requerida para abrir una unidad de área en una superficie de fisura, puede ser calculada usando el área debajo de la rama descendente de la curva de deslizamiento del enlace (bond-slip curve). La mecánica de fractura ha demostrado tres modos en los que se puede propagar una fisura: La fisura en Modo I ($G^I F$) se clasifica como un modo de apertura donde las tensiones de tracción son normales al plano de la fisura. El Modo II ($G^{II} F$) es un modo deslizante en el que la propagación de fisuras es propulsada por esfuerzos cortantes que actúan paralelamente al plano de la fisura y normales al frente de la misma. La fractura en Modo III ($G^{III} F$) se clasifica como un modo de rasgado (tearing mode) con esfuerzos cortantes que actúan paralelamente al plano de la fisura y también paralelamente al frente de la misma. El reporte (ACI-ASCE Committee 447, 2018) sobre técnicas de modelización de estructuras de concreto reforzadas con materiales de FRP, indica que la investigación sobre la separación de la adherencia del FRP ha demostrado que, a pesar de que las tensiones de la unión superficial de FRP a hormigón son predominantemente a través del cortante, el inicio de la

separación se considera una fractura en Modo I del hormigón. (ACI-ASCE Committee 447, 2018)

Por eso manifiesta que la energía de fractura en Modo I se debe utilizar para representar el fenómeno de la separación de la adherencia del FRP en este tipo de refuerzos. Recomienda procedimientos de prueba estándar para determinar la energía de fractura del hormigón con mayor precisión; y plantea como alternativa, los modelos de energía de fractura, como el del Código Modelo de 2010 que se han utilizado con éxito. (ACI-ASCE Committee 447, 2018)

Un estudio realizado por (Floros & Ingason, 2013) para una viga de hormigón armado sometida a 'flexión de cuatro puntos', llevó a la conclusión de que era el valor de la energía de fractura y el ancho de banda de la fisura, lo que regulaba la dificultad de la fisuración localizada. Para subsanar esta dificultad, la solución óptima fue recurrir al uso de un elemento central más débil. Esto se logró mediante la inserción de una menor resistencia a la tracción y la energía de fractura para el elemento central, que fue donde se esperaba que se formara la primera fisura localizada.

Relacionado al apartado anterior, (Rodríguez Santana, 2016) deduce que el programa midas FEA no permite introducir la visco elasticidad del material, con un modelo de fisuración por deformación total (Total Strain Crack) y que para adoptar el efecto de prefisuración de la viga en el modelo numérico se debe disminuir la resistencia a tracción del hormigón, así, la rigidez inicial y el momento de fisuración del modelo numérico toman un valor más parecido al de los ensayos experimentales.

3.1.2.2 Armadura – Barras, tendones y estribos de FRP

Las barras, tendones y estribos de FRP, como se describió en el capítulo anterior, presentan un comportamiento elástico-lineal hasta alcanzar la falla. Por esta razón no es necesario definir un comportamiento no lineal del mismo, las propiedades necesarias que se consideran para este material serán principalmente la relación de Poisson y el Módulo de Young o Módulo de elasticidad, aunque en el presente trabajo y para poder obtener resultados fidedignos también se incluyen el coeficiente de expansión y densidad extraídos de la bibliografía estudiada.

En la Figura Nro. 19 se muestran relaciones típicas tensión-deformación de los tipos de FRP que se abarcan en el presente documento.

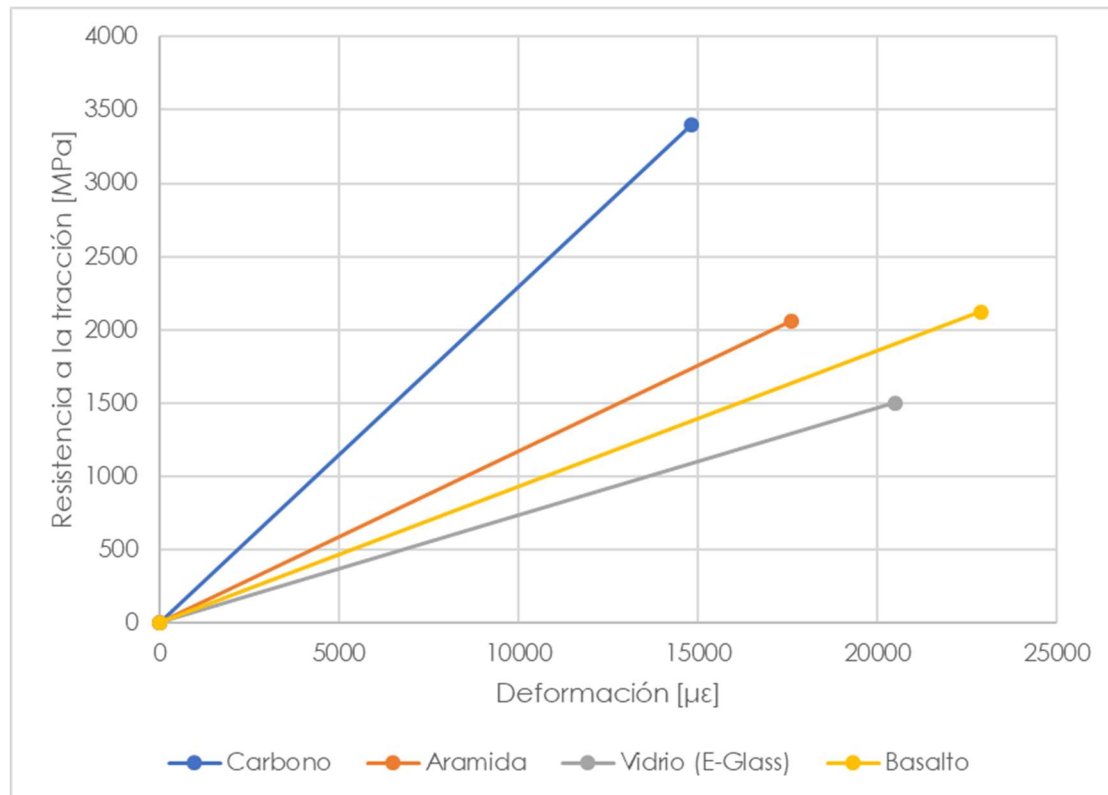


Figura Nro. 19 Relación tensión-deformación para materiales de FRP según su fibra (Gunnarsson, 2013)

3.1.2.3 Interfaz hormigón-FRP

Cuando se supone una unión perfecta entre el FRP y el hormigón, la degradación del daño de la línea de adherencia y la aparición de la separación del FRP se produce a través de la capa de hormigón en contacto directo con el material de FRP. Como resultado, este enfoque es altamente sensible a la precisión del modelo constitutivo del hormigón y al tamaño de los elementos de hormigón en contacto directo con el material de FRP. El material de FRP debe ser lo suficientemente refinado para capturar las concentraciones de tensión en la interfaz. Aunque los investigadores han logrado resultados aceptables con esta técnica, los resultados obtenidos con este enfoque son altamente dependientes de la malla y no son objetivos. (ACI-ASCE Committee 447, 2018)

3.1.3 Discretización en elementos finitos

Cuando se utiliza el método de elementos finitos para realizar una simulación numérica del comportamiento de una estructura, el modelo mecánico de la estructura debe dividirse en varios elementos. Varios aspectos influyen en la calidad de los resultados del análisis y los aspectos más importantes son la forma de los elementos utilizados; el grado de interpolación del campo de desplazamiento; y el esquema de integración numérica para el estado interno, ya que asumimos

tácitamente que el estado interno se define como una relación de tensión-deformación y no se basa en fuerzas y deformaciones generalizadas. (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)

3.1.3.1 Hormigón

Se sugiere utilizar elementos con una interpolación cuadrática del campo de desplazamiento. La discretización se debe hacer en formas geométricas simples (triángulos, cuadriláteros) para el caso de problemas en 2D. Preferentemente se usarán cuadriláteros (2D) y hexaedros (3D) por entregar resultados más precisos en cuanto a desplazamientos y tensiones.

3.1.3.2 Armadura – Barras, tendones y estribos de FRP

Se prefieren elementos de armado embebidos; se pueden utilizar barras y rejillas embebidas.

3.1.3.3 Tamaño del elemento

No existen limitaciones en cuanto al tamaño mínimo del elemento, aunque su elección tendrá que estar en función al tiempo de trabajo del computador, mientras más reducido sea el tamaño de malla, mayor será el tiempo de trabajo del mismo.

El tamaño máximo del elemento en el modelo debe elegirse de modo que se puedan calcular campos de tensión relativamente suaves, se debe tomar en cuenta que, por las limitaciones del método, cuando los elementos son muy grandes, el campo de tensión mostrará saltos considerables de un elemento a otro, ya que el campo de tensión no es continuo. Es necesario mencionar como se había hecho previamente que el tamaño del elemento puede influenciar de gran manera el resultado final de la simulación. La Tabla Nro. 11 entrega recomendaciones realizadas por (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016) para la elección del tamaño del elemento.

Tabla Nro. 11 Tamaño máximo del elemento (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)

Viga	Tamaño máximo del elemento
Modelado en 2D	$\min\left(\frac{l}{50}, \frac{h}{6}\right)$
Modelado en 3D	$\min\left(\frac{l}{50}, \frac{h}{6}, \frac{b}{6}\right)$
Losa	Tamaño máximo del elemento
Modelado en 2D	$\min\left(\frac{l}{50}, \frac{b}{50}\right)$
Modelado en 3D	$\min\left(\frac{l}{50}, \frac{b}{50}, \frac{h}{6}\right)$

3.1.3.4 Cargas

Las acciones pueden clasificarse según su naturaleza, variación en el tiempo, variación en el espacio y su velocidad de aplicación, por los intereses de éste documento desglosaremos la primera clasificación, por su naturaleza.

Acciones directas: Todas las fuerzas exteriores que actúan sobre la estructura (resultante distinta de cero)

Acciones indirectas: Deformaciones, movimientos o aceleraciones impuestas (resultante igual a cero)

La Tabla Nro. 12 presenta el cuadro general de acciones correspondientes a ésta clasificación.

Tabla Nro. 12 Cuadro general de acciones

Plano actuación	Acciones directas	Acciones indirectas
Vertical	Peso propio Cargas permanentes Sobrecargas de uso Nieve	Gradiente térmico Asientos diferenciales Sismo Z
Horizontal longitudinal	Viento Frenado Empuje de tierras	Deformaciones lineales Sismo X
Horizontal transversal	Viento Fuerza centrífuga Empuje de tierras	Deformaciones transversales Sismo Y

Pretensado.- Aunque el pretensado es en definitiva una carga, se hace mención especial a ésta por su importancia y particularidad. Las cargas de pretensado se aplican tomando en cuenta las pérdidas de pretensado, esto quiere decir que la carga de pretensado a introducir será en todos los casos el pretensado efectivo.

Cargas para tomar en cuenta (no limitantes) en el análisis no lineal mediante el método de elementos finitos en función de los requerimientos de éste documento:

- Peso propio y pretensado
- Cargas permanentes
- Cargas variables

En ciertos casos, una carga concentrada puede ser reemplazada por un desplazamiento equivalente. Este método a menudo se denomina control de desplazamiento y, a menudo, es más estable que el control de carga cuando se aplica la fuerza. Sin embargo, el control de desplazamiento restringe el desplazamiento de un punto a un valor prescrito y, a menudo, no es adecuado para estructuras con un múltiplo de cargas y / o cargas distribuidas, como la carga de peso muerto. El análisis de desplazamiento controlado, aunque más estable que el control de la fuerza, debe considerarse más orientado a la investigación. (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)

3.1.3.5 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno se consideran en este documento las restricciones en los desplazamientos en ciertos puntos de la estructura. Ellos, por ejemplo, pueden representar los soportes de una estructura, o la placa de carga en un experimento.

Existe la necesidad, por ejemplo, cuando se trata de investigación, de estudiar el comportamiento detallado de las cargas y los puntos de apoyo, ante esta necesidad se procede a realizar la modelización de los apoyos o las placas de carga con objeto de reducir las concentraciones locales de tensiones.

3.1.4 Análisis

En el análisis no lineal mediante el método de elementos finitos, la relación entre un vector de fuerza y un vector de desplazamiento deja de ser lineal. Por varias razones, por ejemplo, en el caso de la no linealidad del material, la relación se vuelve no lineal, y los desplazamientos a menudo dependen de los desplazamientos en etapas previas como es el caso del comportamiento de un material plástico. Al igual que con un análisis lineal, deseamos calcular un vector de desplazamiento que equilibre las fuerzas internas y externas. En el caso lineal, el vector solución se puede calcular de inmediato, pero no en el caso no lineal. Para determinar el estado de equilibrio, no solo hacemos que los problemas sean discretos en el espacio (con elementos finitos), sino también en el tiempo (con incrementos). Para lograr el equilibrio al final de cada incremento, podemos usar un algoritmo de solución iterativo. La combinación de ambos se denomina procedimiento de solución incremental iterativa. (midasFEA, 2015)

3.1.4.1 Esquema de iteración

Un método solo incremental generalmente conduce a soluciones inexactas en el análisis no lineal, a menos que se utilicen tamaños de pasos muy pequeños. En un proceso iterativo, los errores que ocurren pueden reducirse sucesivamente. Esto, de hecho, realiza un procedimiento implícito. El tamaño de paso permitido generalmente es más alto que en el caso de un proceso sin iteraciones (por ejemplo, un proceso explícito). El procedimiento general es el mismo para todos los procesos de iteración (Ver Figura Nro. 20). En todos los procedimientos, el incremento del desplazamiento total Δu se adapta iterativamente por incrementos iterativos δu hasta que se alcanza el equilibrio, dentro de una tolerancia definida. Al indicar el número de iteración con un subíndice derecho, los desplazamientos incrementales en la iteración $i + 1$ se calculan a partir de: (midasFEA, 2015)

$$\Delta u_{i+1} = \Delta u_i + \delta u_{i+1}$$

Ec. 15

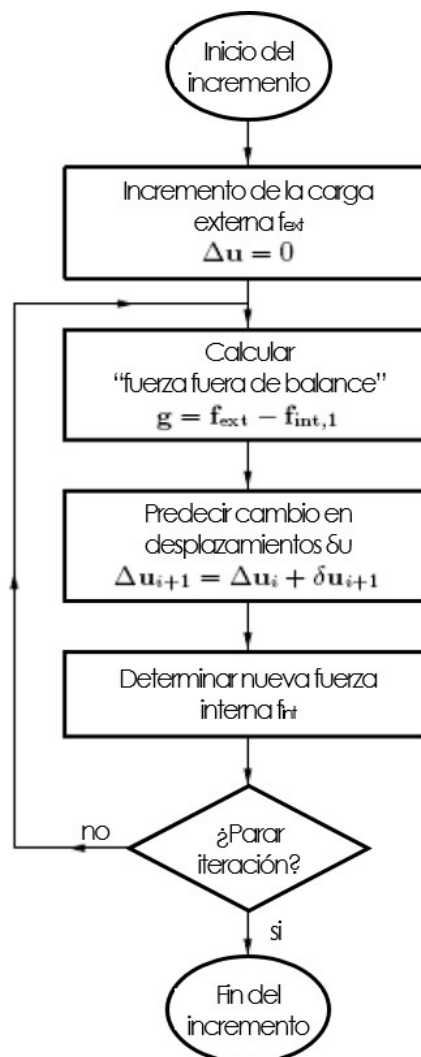


Figura Nro. 20 Proceso de iteración

La diferencia entre varios procedimientos está en la forma en que se determina δu . Los incrementos iterativos se calculan utilizando una "matriz de rigidez" K que representa algún tipo de forma linealizada de la relación entre el vector fuerza y el vector desplazamiento. La matriz de rigidez utilizada se puede cambiar en cada iteración. La matriz que se usa en la iteración i se llama K_i . Un enfoque directo es determinar los incrementos iterativos mediante,

$$\delta u_i = K_i^{-1} g_i \quad \text{Ec. 16}$$

donde, g_i es el vector fuerza fuera de balance al inicio de la iteración i . En este caso, un conjunto lineal de ecuaciones se resuelve en cada iteración.

Las siguientes secciones describen los métodos más populares disponibles: el método de rigidez inicial, el método de Newton-Raphson, el método de Newton-Raphson modificado y el método de longitud de arco. (midasFEA, 2015)

Método de rigidez inicial

El método de rigidez inicial utiliza la matriz de rigidez, calculada al comienzo de la etapa de análisis. Independientemente del nivel de carga, la matriz de rigidez permanece sin cambios durante todo el proceso de análisis. Este método se utiliza para aquellos análisis, que tienden a mostrar inestabilidad. Generalmente se encuentran soluciones estables, pero los incrementos relativamente pequeños dan como resultado una convergencia lenta. (Ver Figura Nro. 21) (midasFEA, 2015)

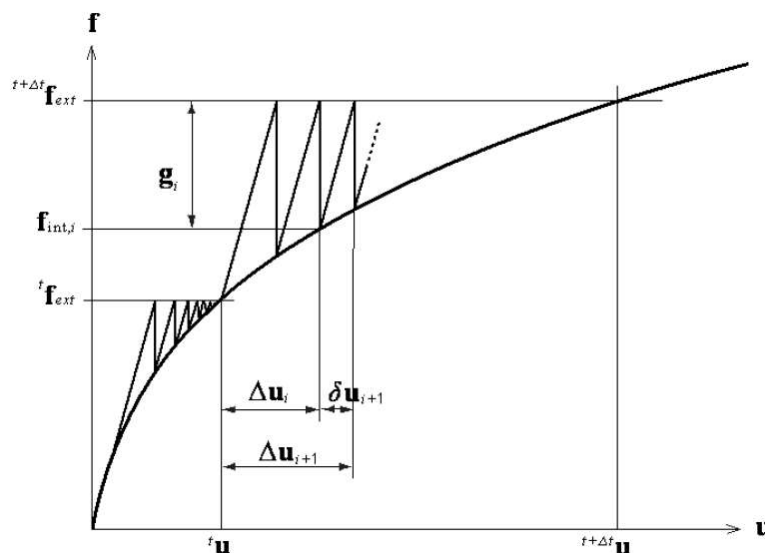


Figura Nro. 21 Método de rigidez inicial (midasFEA, 2015)

Método de Newton-Raphson

Dentro de la clase de métodos de Newton-Raphson, generalmente se distinguen dos subclases, el método regular y el método de Newton-Raphson modificado. Ambos

métodos determinan el incremento iterativo del vector desplazamiento a través del enfoque previamente descrito. En un método de Newton-Raphson, la matriz de rigidez K_i representa la rigidez tangencial de la estructura.

$$K_i = \frac{\delta g}{\delta \Delta u} \quad \text{Ec. 17}$$

La diferencia entre los métodos regular y modificado de Newton-Raphson es el punto en el que se evalúa la matriz de rigidez. (midasFEA, 2015)

a) **Newton-Raphson regular**

En la iteración del método de Newton-Raphson regular, la relación de rigidez anterior se evalúa en cada iteración (Figura Nro. 22). Esto significa que la predicción del incremento iterativo del enfoque estudiado se basa en la última situación conocida o prevista, incluso si este no es un estado de equilibrio. El método regular de Newton-Raphson produce una característica de convergencia cuadrática, lo que significa que el método converge a la solución final en solo unas pocas iteraciones. Una desventaja del método es que la matriz de rigidez debe configurarse en cada iteración y, si se usa un solucionador directo para resolver el conjunto lineal de ecuaciones, la descomposición de la matriz que toma su tiempo, también debe realizarse en cada iteración.

Además, la convergencia cuadrática solo se garantiza si se utiliza una matriz de rigidez correcta y si la predicción ya está cerca de la solución final. Si la predicción inicial está lejos de la solución final, el método podría fácilmente fallar en converger. En resumen, el método regular de Newton-Raphson por lo general necesita solo unas pocas iteraciones, pero cada iteración consume relativamente tiempo. (midasFEA, 2015)

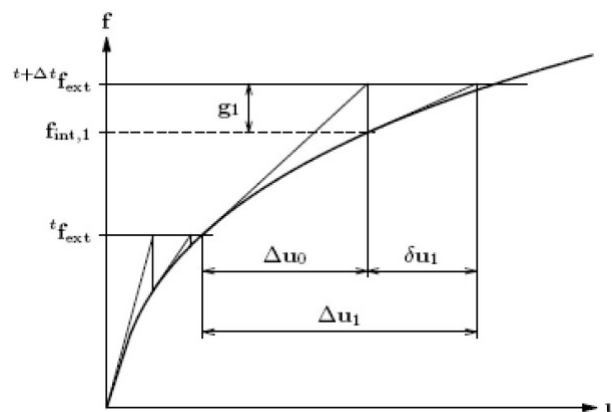


Figura Nro. 22 Método regular de Newton-Raphson (midasFEA, 2015)

b) Método de Newton-Raphson modificado

El método de Newton-Raphson modificado solo evalúa la relación de rigidez al inicio del incremento (Figura Nro. 23). Esto significa que la predicción siempre se basa en un estado de equilibrio convergente. Por lo general, el método de Newton-Raphson modificado converge más lento al equilibrio que el de Newton-Raphson regular. Sin embargo, para cada iteración solo se tiene que calcular la predicción de los desplazamientos incrementales iterativos y el vector fuerza interno. No es necesario configurar una nueva matriz de rigidez. Si se usa un solucionador directo para el conjunto lineal de ecuaciones, no es necesario volver a realizar la descomposición; solo se necesitará la parte de sustitución relativamente rápida. En resumen, el método de Newton-Raphson modificado generalmente necesita más iteraciones, pero cada iteración es más rápida que la del método de Newton-Raphson regular.

En situaciones en las que el método de Newton-Raphson regular ya no converge, el método de Newton-Raphson modificado a veces aún puede converger. Pequeñas variaciones de ambos métodos son posibles utilizando la rigidez lineal o previa para la primera predicción y configurando la matriz de rigidez actual después de la primera predicción. Si se produce la descarga, puede ser ventajoso volver a la rigidez lineal, por ejemplo en un análisis plástico. (midasFEA, 2015)

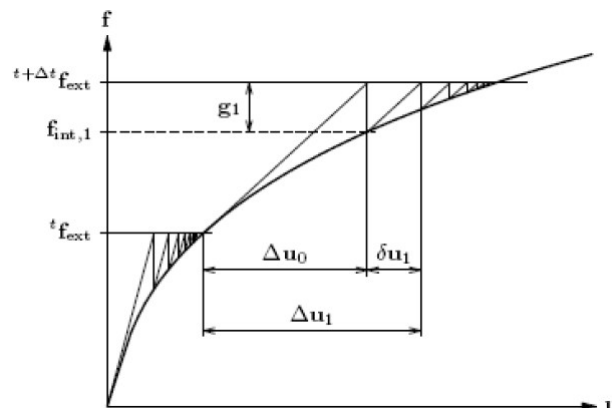


Figura Nro. 23 Método de Newton-Raphson modificado (midasFEA, 2015)

Método de longitud de arco

En un proceso de iteración ordinario, las predicciones para los incrementos de desplazamiento pueden llegar a ser mayores a lo esperado. Este caso se da especialmente si la curva de carga-desplazamiento es casi horizontal. Si se prescribe un incremento de carga fijo, esto resulta en predicciones muy grandes para los desplazamientos. El problema se puede superar con el uso de un método de longitud de arco. Utilizando el método de la longitud del arco, se puede analizar el comportamiento rápido o "snap-through" (Figura Nro. 24a), al igual que se podría con el control de desplazamiento.

Sin embargo, es posible definir un sistema de cargas que no pueda ser sustituido por desplazamientos prescritos. Además, el método de longitud de arco también es

capaz de pasar al comportamiento de retroceso o “snap-back” (Figura Nro. 24b), donde el esquema de control de desplazamiento falla.

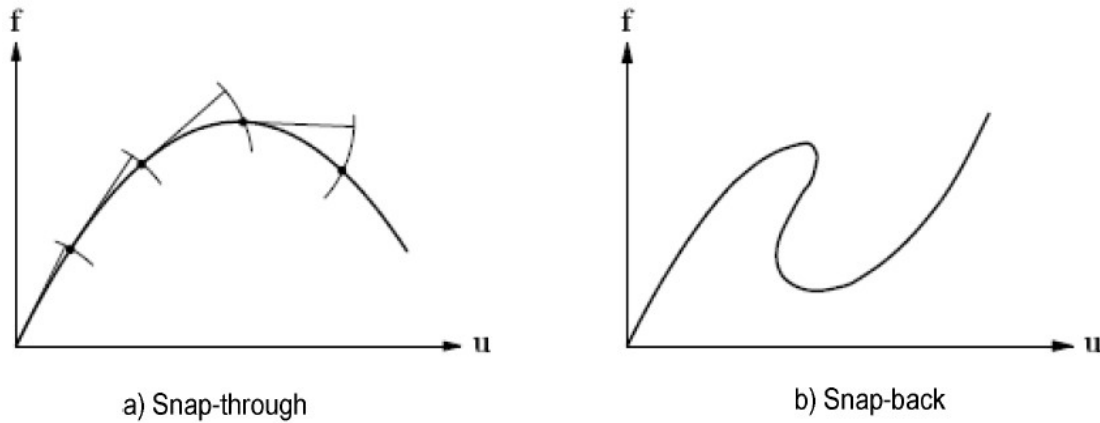


Figura Nro. 24 Control para longitud de arco

El método de longitud de arco restringe la norma de los desplazamientos incrementales a un valor prescrito. Esto se hace adaptando simultáneamente el tamaño del incremento. El tamaño se adapta dentro del proceso de iteración y no se fija en el momento en que comienza el incremento. (midasFEA, 2015)

En la Figura Nro. 25 se muestra el método de longitud de arco con recorrido esférico.

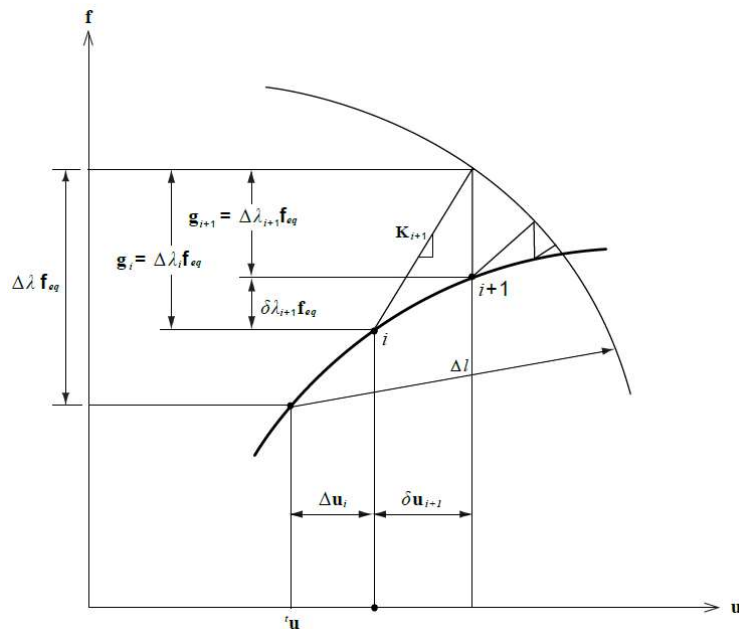


Figura Nro. 25 Método de longitud de arco esférico (midasFEA, 2015)

3.1.4.2 Criterios de convergencia

Se debe utilizar un criterio de convergencia adecuado para determinar el equilibrio. Preferiblemente debería usarse una norma de energía junto con una norma de

fuerza; y en lo posible evitar una norma basada solamente en los desplazamientos. El método de iteración de Newton-Raphson necesita al menos un criterio en el que se haya alcanzado el equilibrio. En general, la fuerza de desequilibrio no se reducirá exactamente a cero, sino que se debe establecer una tolerancia en la cual se logre la convergencia. El criterio es a menudo una norma del vector fuerza de desequilibrio, el vector de desplazamiento incremental o una norma basada en la energía. El criterio de convergencia a menudo se mejora con un número máximo de iteraciones predefinido para evitar un número excesivo de iteraciones. Este último, sin embargo, no debe considerarse un criterio de convergencia. (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)

No existe un consenso sobre la tolerancia que se debe utilizar, pero para el tipo de análisis para el que están destinadas estas pautas, (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016) sugiere las tolerancias de la Tabla Nro. 13.

Tabla Nro. 13 Criterios de convergencia recomendados (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016)

Criterio de convergencia	Tolerancia
Norma de la fuerza de desequilibrio	0.01
Norma de energía	0.001

Los incrementos de carga en los que se cumple al menos una de las dos normas pueden considerarse convergentes. Los incrementos de carga que no cumplan completamente los criterios de convergencia podrían seguir siendo admisibles, siempre que vayan seguidos de incrementos de carga convergentes y se proporcione una explicación admisible de la no convergencia temporal. (Ver Figura Nro. 26)

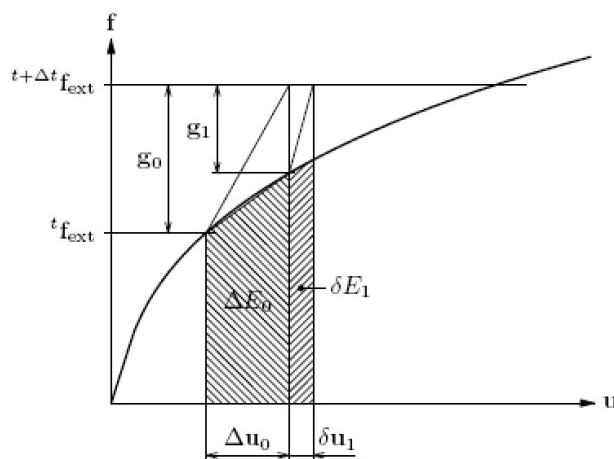


Figura Nro. 26 Artículos de norma para determinar convergencia (midasFEA, 2015)

3.2 Modelo numérico mediante simulación de ensayos experimentales existentes

Para poder hacer una predicción confiable de resultados reales a través de la modelización haciendo uso del software midas FEA, es necesario realizar una validación del modelo con ensayos existentes.

En éste apartado se describen cuatro ensayos realizados entre los años 2009 y 2012. Los primeros tres a cargo de los estudiantes de máster (Jónsson, 2011) y (Ásbjörnsson, 2013) en campañas para la universidad de Reykjavík (Islandia), y el cuarto a cargo de los expertos (Mirshekari, Donchev, Petkova, & Limbachiya, Deformability of Pretensioned PC Beams with BFRP Reinforcement, 2009) para la Universidad de Kingston (Londres).

Las características geométricas de los cuatro ensayos se describen en la Tabla Nro. 14, el resto de los datos y resultados para cada uno de ellos se describirá más adelante.

Tabla Nro. 14 Características geométricas de los ensayos para validación

Modelo	Refuerzo	Diámetro tendón	Área tendón	Longitud	Longitud libre	Ratio a/d	Posición carga	Distancia cargas	Base	Altura	Altura útil
		ϕ	A_t	L'	L		a		b	h	d
		[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]		[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
JON_A2	BFRP	10	78.540	2000	1840	5.30	795	250	200	200	150
ABS_A3	BFRP	10	78.540	1200	1040	2.63	395	250	200	200	150
ABS_A4	BFRP	10	78.540	2700	2540	7.63	1145	250	200	200	150
MIR_B30	BFRP	10	78.540	2400	2000	4.00	700	600	125	200	175

Los cuatro ensayos escogidos corresponden a ensayos de cuatro puntos, con luces que oscilan entre los 184 y los 254 cm. Los primeros tres son ensayos a cortante mientras el último a flexión. Las condiciones de contorno, cargas y anclajes han tenido especial control para garantizar los resultados. Todos los ensayos de sección transversal rectangular y tendones de trazo rectilíneo, diámetro 10 mm. y material BFRP.

3.2.1 Ensayos considerados para validación

La validación de resultados es fruto de un proceso iterativo en cuanto a la elección de los parámetros influyentes en el análisis y que tienen un respaldo bibliográfico en el desarrollo del presente documento. Con el objeto de tener un orden definido en los resultados obtenidos en midas FEA y los de los ensayos ejecutados, se desarrollaron una serie de tablas en los que se pueden apreciar todos los parámetros utilizados para cada modelo.

3.2.1.1 Modelización de los ensayos experimentales – Modelos constitutivos y tratamiento en relación al método de los elementos finitos

Por su simplicidad en la formulación y la practicidad en la definición del comportamiento no lineal del material, se utiliza un modelo de deformación total (Total Strain Crack) de fisura distribuida para el hormigón, explicado previamente en este capítulo.

Basados en el método de los elementos finitos asumiremos el problema del modelo numérico de las vigas como un caso de tensión plana, que por definición es el que más se ajusta a nuestro caso de estudio entendiendo que:

- Una de las dimensiones (espesor) es mucho menor que las otras dos, y sobre ella actúan únicamente cargas contenidas en el plano medio.
- Las deformaciones en la dirección fuera del plano no son nulas y pueden obtenerse en función al efecto de Poisson.
- Las tensiones en la dirección fuera del plano son nulas.

La simulación numérica involucra un proceso iterativo en el que la definición de los modelos constitutivos de los materiales y todos los parámetros que hacen parte de ellos deben ser escogidos cuidadosamente para garantizar buenos resultados, a continuación, se describen los parámetros necesarios y comunes a los cuatro ensayos para la definición de los materiales en la simulación y su tratamiento en relación al método de los elementos finitos. Partiremos de la premisa en la que se asume que existe una adherencia perfecta entre hormigón y armadura de refuerzo.

a) Hormigón

El comportamiento elástico-lineal del material está definido por el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, sus valores serán escogidos según las disposiciones del Código Modelo (fib, fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013) cuando los ensayos no especifiquen su valor.

A pesar de algunas recomendaciones para la elección del valor de β , la teoría indica que se debe demostrar explícitamente el modelo de retención de cortante para utilizar un modelo de fisura fija, en consecuencia, los modelos tratados en adelante consideran el modelo de fisura rotativa.

Los modelos constitutivos de tracción y compresión escogidos serán el modelo exponencial y el parabólico respectivamente en función a los resultados y su respaldo teórico.

La energía de fractura es calculada según disposición del (fib, fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013).

En función al proceso iterativo llevado a cabo en el documento se adopta una reducción en el valor de la resistencia a tracción del hormigón respaldando las conclusiones de (Floros & Ingason, 2013) y (Rodríguez Santana, 2016).

Discretización.- La geometría de los elementos finitos corresponde a cuadriláteros de 20x20 [mm²] y 10x10 [mm²]. Debido a la geometría cuadrada de los elementos escogidos y la dirección de las fisuras adoptaremos el valor de ancho de banda de fisura igual a $h_{eq} = \sqrt{2} h$.

La Tabla Nro. 15 resume los parámetros comunes a los cuatro ensayos utilizados en las simulaciones para establecer el modelo constitutivo del hormigón.

Tabla Nro. 15 Información acerca del modelo constitutivo del hormigón

Referencia		Código / Manual	Ecuación / Rango valores	Modelo	Unidades
Módulo elástico a los 28 días	E	RTD 1016-1:2016	$E_{ci} = 2,15 \times 10^4 * (f_{cm}/10)^{1/3}$	Eci	[MPa]
Relación de Poisson	v	fib Model Code	0.15 - 0.2	0.2	
Densidad	γ	RTD 1016-1:2016	2300 - 2500	2400	[kg/m ³]
Modelo de fisura		Autor	Fixed - Rotating	Rotating	
Resistencia media a compresión	f _{cm}	Código modelo fib	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	f _{cm}	[MPa]
Resistencia a tracción	f _{ct}	Código modelo fib	$f_{ct} = 0,3 * f_{ck}^{2/3}$	0.35*f _{ct}	[MPa]
Energía de fractura	G _f	Código modelo fib	$G_f = 73 * f_{cm}^{0,18}$	G _f	N/mm
Energía de fractura a compresión	G _c	Código modelo fib	$G_c = 250 * G_f$	G _c	N/mm
Ancho de banda de fisura	h	RTD 1016-1:2016	$h = \sqrt{element_size}$	h	mm
Factor de retención de cortante	β	Autor	No		
Función de tracción		Autor	Exponencial		
Función de compresión		Autor	Parabólico		
Función de cortante		Autor	No		

b) Armadura

El comportamiento del FRP es elástico lineal hasta la falla por lo que no hace falta definir su comportamiento no lineal. En los casos que se considere el acero como armadura, el endurecimiento o "hardening" del mismo será aproximado por un diagrama bilineal. Las características mecánicas de las armaduras son extraídas de los catálogos de los fabricantes, y de las provisiones del Código Modelo en caso de ser necesarias.

Discretización.- Dado el caso de estudio se escogerán elementos lineales de tipo tendón/armadura embebidos en el hormigón. El tamaño del elemento discreto será igual a cualquiera de los lados escogidos para el elemento finito de hormigón.

c) Cargas y condiciones de contorno

Los modelos simulan ensayos basados en el control de desplazamiento o displacement based, por tratarse de ensayos de cuatro puntos, el control de desplazamiento se efectúa en la posición de actuación de las cargas.

Para evitar efectos de punzonamiento tanto las cargas como los apoyos actúan a través de elementos rectangulares planos infinitamente elásticos simulando las condiciones de contorno reales.

El trazo de los tendones tratados para la validación es rectilíneo, por lo que las cargas de pretensado se introducen como fuerzas de compresión iguales y contrarias a

ambos extremos de la sección longitudinal en la posición del tendón haciendo un ángulo cero con la horizontal.

d) Análisis

Se utilizará el método de Newton-Raphson como procedimiento de solución incremental iterativa. Los criterios de convergencia aplicados para determinar el equilibrio serán la norma de la fuerza de desequilibrio con una tolerancia de 0.01 y la norma de energía con una tolerancia de 0.001

3.2.1.2 Primer Modelo para Validación – JON_A2

La Tabla Nro. 16 enuncia la información general del ensayo escogido para validación en la que se consideraron tres especímenes iguales ante las mismas condiciones.

Tabla Nro. 16 Información general del ensayo JON_A2

Referencia	JON_A2
Autor	Björgvin Smári Jónsson
Año	2011
Locación	Reykjavík University
Tipo de hormigón	Hormigón de alta resistencia ($f_{ck}=60.4$ MPa)
Tipo de refuerzo longitudinal	Tendón pretensado de BFRP
Tipo de refuerzo transversal	Ninguno
Condiciones de contorno	Simplemente apoyado
Tipo de ensayo	Flexión en cuatro puntos

El esquema del ensayo y su sección transversal se presentan en la Figura Nro. 27.

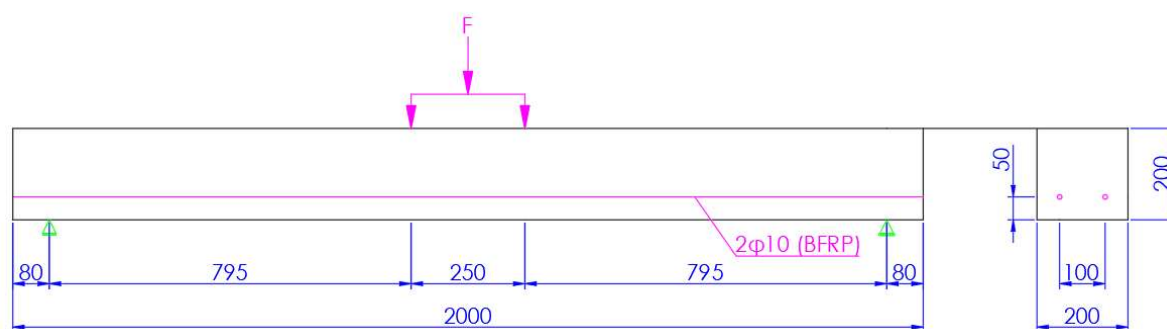


Figura Nro. 27 Esquema de la viga ensayada escogida para validación JON_A2 (Dimensiones en milímetros)

La viga del primer modelo JON_A2 tiene una longitud total de 2000 mm. con apoyos a una distancia desde los extremos de 80 mm. dejando un vano libre de 1860 mm. La carga introducida está separada a 125 mm. a cada lado con respecto del centro de viga. La sección transversal es cuadrada de 200x200 mm². La armadura de flexión corresponde a dos tendones de BFRP de 10 mm. de diámetro. No se cuenta con armadura transversal.

Las características mecánicas del hormigón y del FRP pueden observarse en las Tabla Nro. 17 y Tabla Nro. 18 respectivamente.

Tabla Nro. 17 Características del hormigón – JON_A2

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	37700	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.2	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	10	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2400	[kg/m3]
Modelo de Fisura		Autor	Rotativa	
Resistencia característica a la compresión	fck		60.4	[MPa]
Resistencia media a compresión	fcm		68.4	
Resistencia a la tracción	ft	Autor	1.15	[MPa]
Energía de fractura	Gf	Código modelo	0.156	N/mm
Energía de fractura a compresión	Gc	Código modelo	39.046	N/mm
Tamaño del elemento		Autor	20	mm
Ancho de banda de fisura	h	Autor	25	mm
Factor de retención de cortante	β	Autor	No	
Función de tensión		Exponencial		
Función de compresión		Parabólica		
Función de cortante		Ninguna		

Tabla Nro. 18 Características de los tendones de BFRP – FRP JON_A2

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	50000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.23	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	2	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2600	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fpu	Fabricante	1200	[MPa]

Con todas las características de entrada definidas se procede al análisis y extracción de resultados. Las gráficas y tablas comparativas ayudan a realizar una analogía más precisa de los resultados teóricos y experimentales. La Figura Nro. 28 muestra el diagrama fuerza-desplazamiento del ensayo en cuestión, mientras que las Figura Nro. 29 y Figura Nro. 30 muestran el comportamiento de fisuración del modelo y del ensayo real respectivamente.

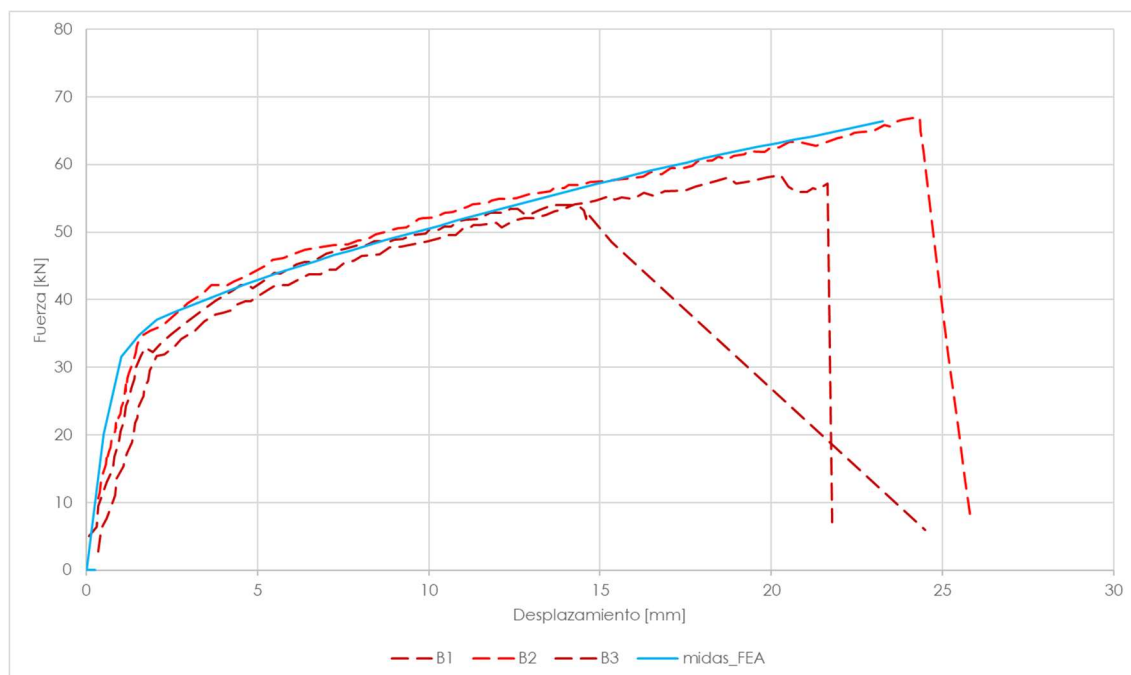


Figura Nro. 28 Diagrama fuerza-desplazamiento JON_A2

Las líneas punteadas corresponden a los ensayos realizados en laboratorio y denominadas B1, B2 y B3, la línea continua de color celeste al modelo extraído de midas FEA. La rigidez en el tramo elástico-lineal es ligeramente mayor en el modelo que en los ensayos con un punto de fisuración muy parecido, el desarrollo de la curva en el tramo post-fisuración es muy parecido en todos los casos con la particularidad que el modelo de midas FEA tiene aproximadamente el mismo comportamiento que la viga B2, pero un punto de falla mayor en relación a las vigas B1 y B3. Esta diferencia podría atribuirse a problemas con las condiciones del ensayo puesto que al tratarse de los mismos especímenes las variaciones en los resultados deberían ser mínimas.

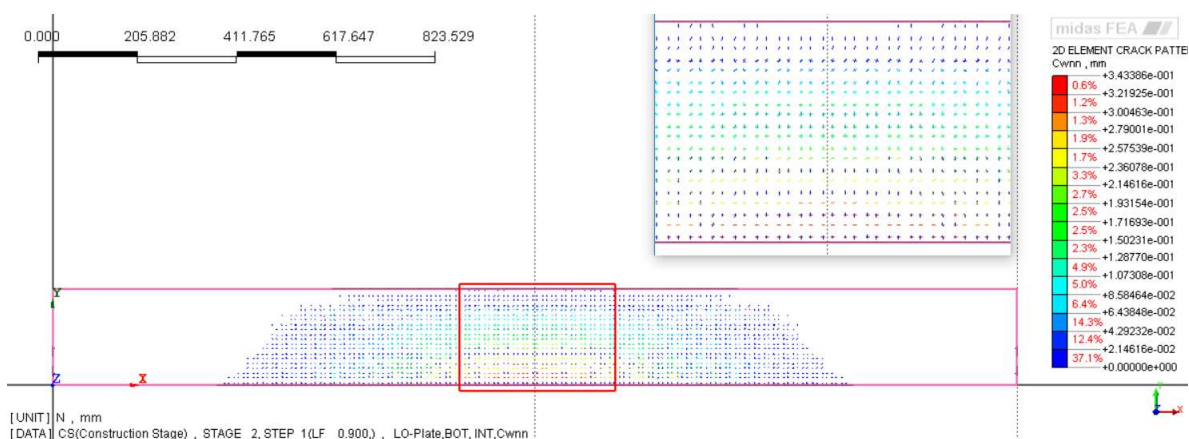


Figura Nro. 29 Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – midas FEA JON_A2



Figura Nro. 30 Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – Ensayo real JON_A2 (Jónsson, 2011)

En cuanto a la fisuración, a pesar de la inclinación observada en la Figura Nro. 29 generada por el modelo, los valores críticos se encuentran repartidos en todo el centro de vano, dando lugar a una diferencia importante en relación al ensayo real donde se puede observar una clara falla por cortante en la Figura Nro. 30.

La fisuración empieza con fisuras verticales en el vano central, con el aumento de carga fisuras de tracción diagonales ocurren entre los puntos de carga y los puntos de apoyo hasta que una de ellas produce la falla del elemento. El ángulo de la fisura de falla es de aproximadamente 20° .

La Tabla Nro. 19 presenta los resultados extraídos del modelo y los resultados obtenidos de la prueba experimental, indicando, aunque fuese visible en el comportamiento de fisuración expuesto en la figura anterior, el modo de falla del elemento.

Tabla Nro. 19 Resultados obtenidos y modo de falla del elemento ensayo/modelo JON_A2

Ref.	Pretensado efectivo FRP Pef [kN]	Deformación en tendones ϵ_{su} [adim.]	Deformación máx. (centro) ϵ_{cu} [adim.]	Deflexión de fisuración acr [mm]	Carga de fisuración Fcr [kN]	Deflexión máxima au [mm]	Carga última de falla Fu [kN]	Modo de falla
B1	78.000	-	-	2.100	33.000	22.000	59.000	Cortante
B2	78.000	-	-	1.800	35.000	24.000	67.000	Cortante
B3	78.000	-	-	1.700	33.000	15.000	54.000	Cortante
JON_A2	78.000	0.012	0.016	1.025	31.626	23.149	66.388	Flexión

3.2.1.3 Segundo Modelo para Validación – ABS_A3

La Tabla Nro. 20 enuncia la información general del ensayo escogido para validación.

Tabla Nro. 20 Información general del ensayo ABS_A3

Referencia	ABS_A3
Autor	Jónas Ásbjörnsson
Año	2012
Locación	Reykjavík University
Tipo de hormigón	Hormigón de alta resistencia ($f_{ck}=67.4$ MPa)
Tipo de refuerzo longitudinal	Tendón pretensado de BFRP
Tipo de refuerzo transversal	Ninguno
Condiciones de contorno	Simplemente apoyado
Tipo de ensayo	Flexión en cuatro puntos

El esquema del ensayo y su sección transversal se presentan en la Figura Nro. 31.

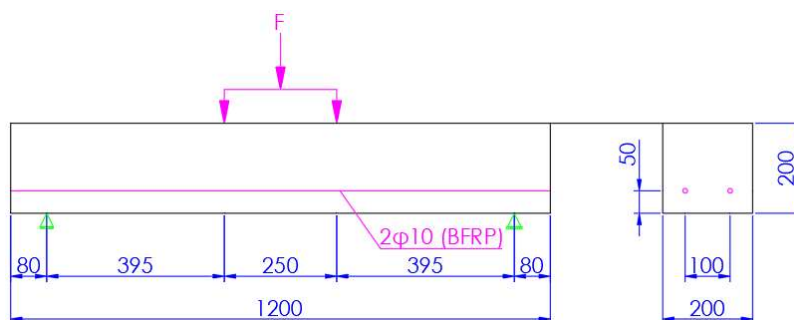


Figura Nro. 31 Esquema de la viga ensayada escogida para validación ABS_A3 (Dimensiones en milímetros)

La viga del segundo modelo ABS_A3 tiene una longitud total de 1200 mm. con apoyos a una distancia desde los extremos de 80 mm. dejando un vano libre de 1040 mm. La carga introducida está separada a 125 mm. a cada lado con respecto del centro de viga. La sección transversal es cuadrada de 200x200 mm². La armadura de flexión corresponde a dos tendones de BFRP de 10 mm. de diámetro. No se cuenta con armadura transversal.

Las características mecánicas del hormigón y del FRP pueden observarse en las Tabla Nro. 21 y Tabla Nro. 22 respectivamente.

Tabla Nro. 21 Características del hormigón - ABS_A3

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	39000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.2	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	10	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2400	[kg/m3]
Modelo de Fisura		Autor	Rotativa	
Resistencia característica a la compresión	fck		67.4	[MPa]
Resistencia media a compresión	fcm		75.4	
Resistencia a la tracción	ft	Autor	1.15	[MPa]
Energía de fractura	Gf	Código modelo	0.159	N/mm
Energía de fractura a compresión	Gc	Código modelo	39.737	N/mm
Tamaño del elemento		Autor	20	mm
Ancho de banda de fisura	h	Autor	25	mm
Factor de retención de cortante	β	Autor	No	
Función de tensión		Exponencial		
Función de compresión		Parabólica		
Función de cortante		Ninguna		

Tabla Nro. 22 Características de los tendones de BFRP – FRP ABS_A3

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	50000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.23	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	2	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2600	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fpu	Fabricante	1200	[MPa]

A partir de la definición de todas las características de entrada se procede al análisis y extracción de resultados. Para poder realizar una analogía más precisa de los resultados teóricos y experimentales se utilizaron gráficas y tablas comparativas. La Figura Nro. 32 muestra el diagrama fuerza-desplazamiento del ensayo en cuestión, y las Figura Nro. 33 y Figura Nro. 34 muestran el comportamiento de fisuración del modelo y del ensayo real respectivamente.

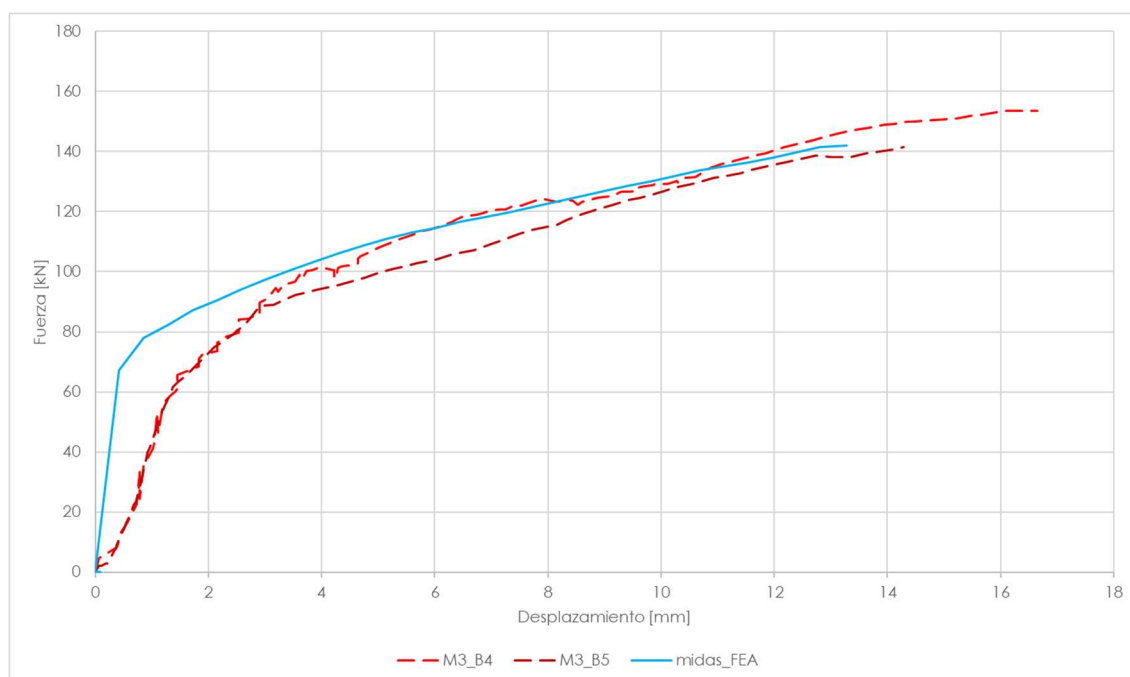


Figura Nro. 32 Diagrama fuerza-desplazamiento ABS_A3

Las líneas punteadas corresponden a los ensayos realizados en laboratorio y denominadas M3_B4 Y M3_B5, la línea continua de color celeste al modelo extraído de midas FEA. La rigidez en el tramo elástico-lineal es notoriamente mayor en el modelo que en los ensayos por lo que a pesar de que la carga de fisuración es similar, el desplazamiento en el vano central tiene una variación importante entre el modelo y los ensayos en este tramo. El desarrollo de la curva en el tramo post-fisuración presenta una pendiente similar en los tres casos. Aunque el desarrollo de la curva después de la fisuración es parecido, el punto de falla del modelo de midas FEA y el ensayo M3_B5 tiene una diferencia de poco más de dos milímetros en cuanto a desplazamiento con el ensayo M3_B4.

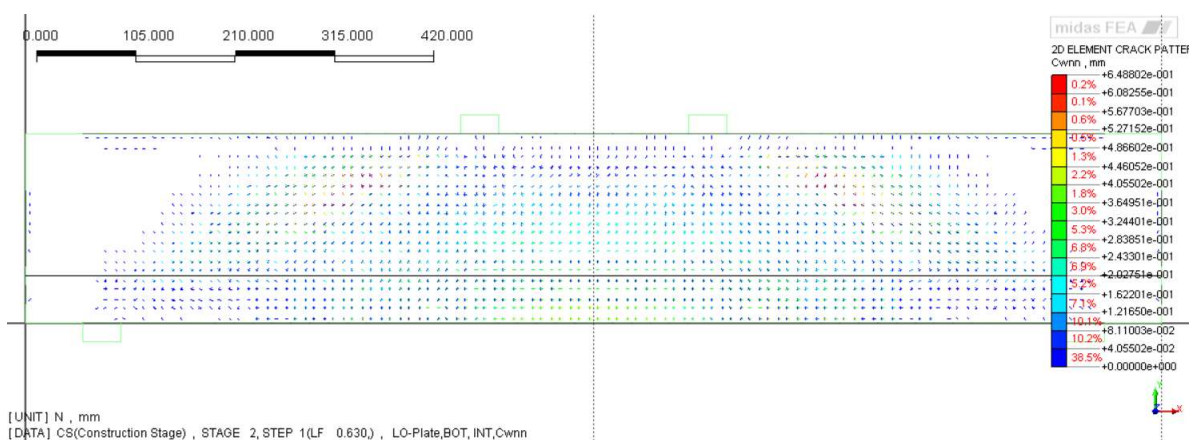


Figura Nro. 33 Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – midas FEA ABS_A3

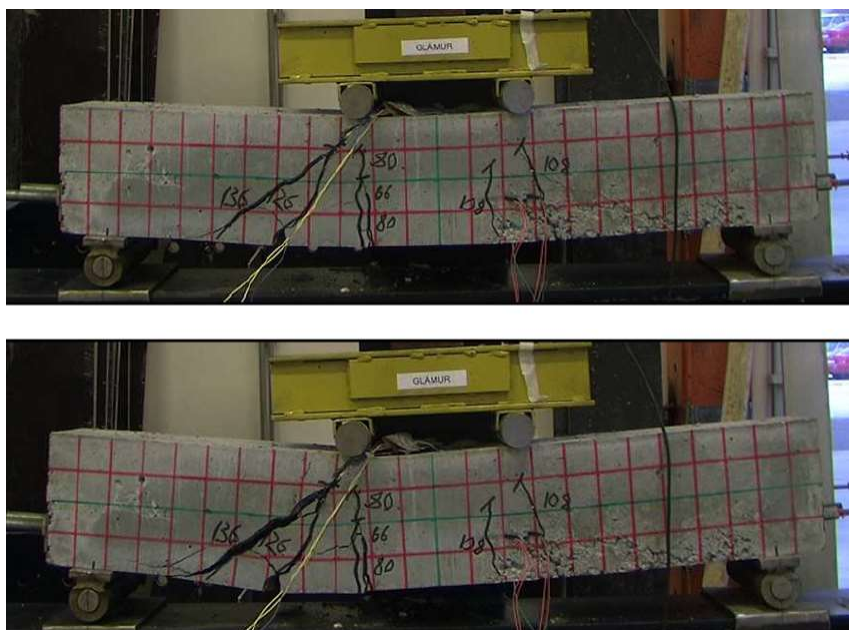


Figura Nro. 34 Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – Ensayo real ABS_A3 (Ásbjörnsson, 2013)

Las fisuras correspondientes a los ensayos (Figura Nro. 34) y el modelo (Figura Nro. 33) tienen posiciones y ángulos de desarrollo muy parecidos por lo que el modelo ha podido captar de gran manera éste fenómeno.

La fisuración inicia con fisuras verticales en el vano central, en función al aumento de carga fisuras de tracción diagonales ocurren entre los puntos de carga y los puntos de apoyo hasta que eventualmente una de ellas deriva en el fallo por tracción diagonal de la viga. El ángulo de la fisura de falla es de aproximadamente 45° .

La Tabla Nro. 23 presenta los resultados extraídos del modelo y los resultados obtenidos de la prueba experimental, indicando, aunque fuese visible en el comportamiento de fisuración expuesto en la figura anterior, el modo de falla del elemento.

Tabla Nro. 23 Resultados obtenidos y modo de falla del elemento ensayo/modelo ABS_A3

Ref.	Pretensado efectivo FRP	Deformación en tendones	Deformación máx. (centro)	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla	Modo de falla
	P_{ef} [kN]	ϵ_{su} [adim.]	ϵ_{cu} [adim.]	a_{cr} [mm]	F_{cr} [kN]	a_u [mm]	F_u [kN]	
M3_B4	84.000	-	-	-	66.000	17.000	155.000	Cortante
M3_B5	84.000	-	-	-	76.000	15.000	144.000	Cortante
ABS_A3	84.000	0.01364	0.02026	0.320	67.013	13.687	143.148	Cortante

3.2.1.4 Tercer Modelo para Validación– ABS_A4

La Tabla Nro. 24 enuncia la información general del ensayo escogido para validación.

Tabla Nro. 24 Información general del ensayo ABS_A4

Referencia	ABS_A4
Autor	Jónas Ásbjörnsson
Año	2012
Locación	Reykjavik University
Tipo de hormigón	Hormigón de alta resistencia ($f_{ck}=61.7$ MPa)
Tipo de refuerzo longitudinal	Tendón pretensado de BFRP
Tipo de refuerzo transversal	Ninguno
Condiciones de contorno	Simplemente apoyado
Tipo de ensayo	Flexión en cuatro puntos

El esquema del ensayo y su sección transversal se presentan en la Figura Nro. 35.

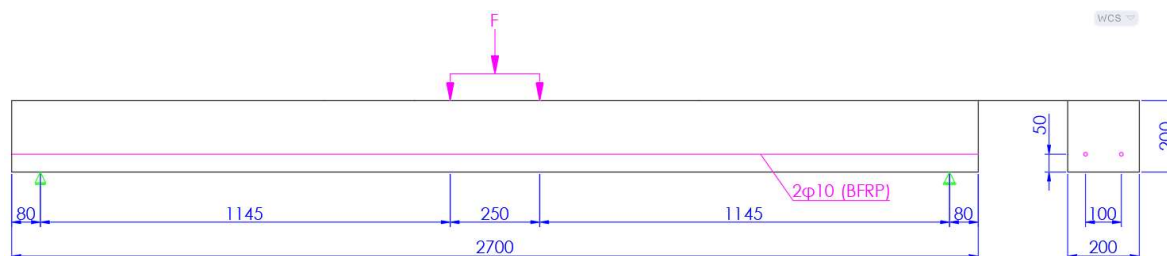


Figura Nro. 35 Esquema de la viga ensayada escogida para validación ABS_A4 (Dimensiones en milímetros)

La viga del tercer modelo ABS_A4 tiene una longitud total de 2700 mm. con apoyos a una distancia desde los extremos de 80 mm. dejando un vano libre de 2540 mm. La carga introducida está separada a 125 mm. a cada lado con respecto del centro de viga. La sección transversal es cuadrada de 200x200 mm². La armadura de flexión corresponde a dos tendones de BFRP de 10 mm. de diámetro. No se cuenta con armadura transversal.

Las características mecánicas del hormigón y del FRP pueden observarse en las Tabla Nro. 25 y Tabla Nro. 26 respectivamente.

Tabla Nro. 25 Características del hormigón - ABS_A4

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	38000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.200	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	10	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2400	[kg/m3]
Modelo de Fisura		Autor	Rotativa	
Resistencia característica a la compresión	fck		61.7	[MPa]
Resistencia media a compresión	fcm		69.7	
Resistencia a la tracción	ft	Autor	1.15	[MPa]
Energía de fractura	Gf	Código modelo	0.157	N/mm
Energía de fractura a compresión	Gc	Código modelo	39.25	N/mm
Tamaño del elemento		Autor	20	mm
Ancho de banda de fisura	h	Autor	25	mm
Factor de retención de cortante	β	Autor	No	
Función de tensión		Exponencial		
Función de compresión		Parabólica		
Función de cortante		Ninguna		

Tabla Nro. 26 Características de los tendones de BFRP – FRP ABS_A4

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	50000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.23	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	2	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2600	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fpu	Fabricante	1200	[MPa]

Con todas las características de entrada definidas se procede al análisis y extracción de resultados. Las gráficas y tablas comparativas ayudan a realizar una analogía más precisa de los resultados teóricos y experimentales. La Figura Nro. 36 muestra el diagrama fuerza-desplazamiento del ensayo en cuestión, mientras que las Figura Nro. 37 y Figura Nro. 38 muestran el comportamiento de fisuración del modelo y del ensayo real respectivamente.

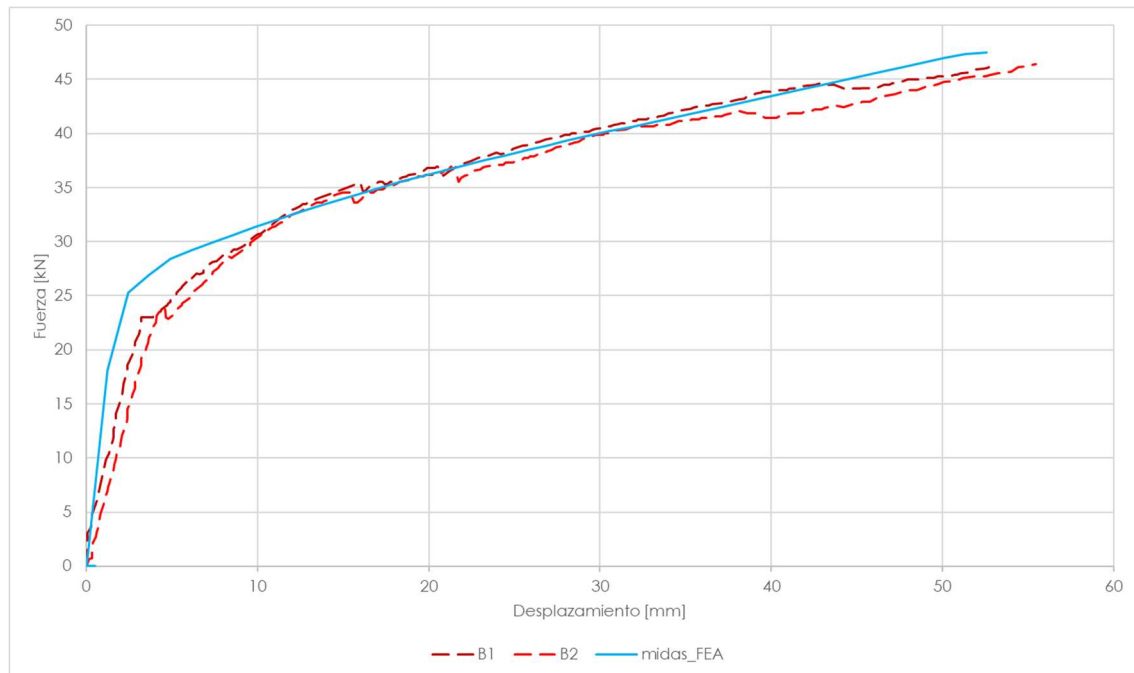


Figura Nro. 36 Diagrama fuerza-desplazamiento ABS_A4

Las líneas punteadas corresponden a los ensayos realizados en laboratorio y denominadas B1 y B2, la línea continua de color celeste al modelo extraído de midas FEA. La rigidez del modelo en el tramo elástico-lineal es ligeramente mayor a los ensayos con puntos de fisuración parecidos. El desarrollo de la curva en el tramo post fisuración es el mismo con puntos de falla prácticamente en la misma posición.

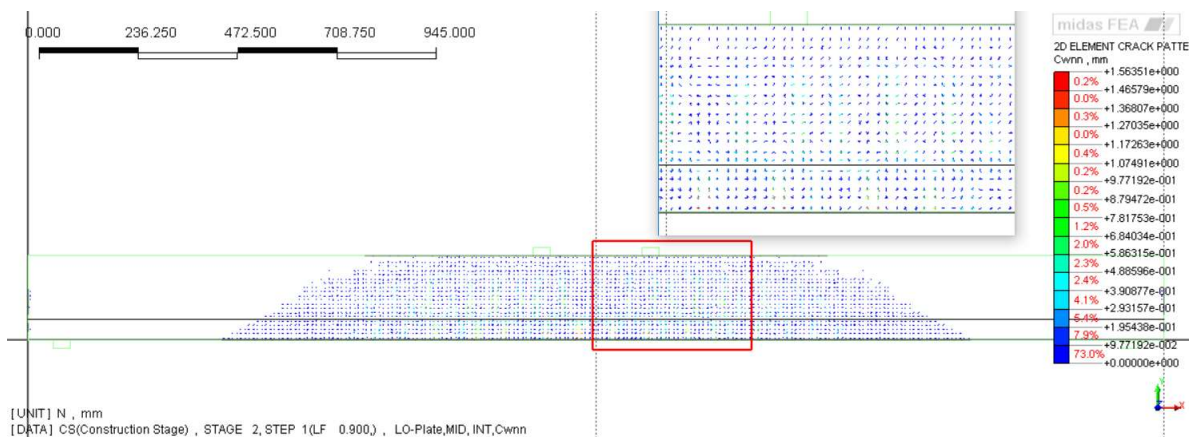


Figura Nro. 37 Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – midas FEA ABS_A4

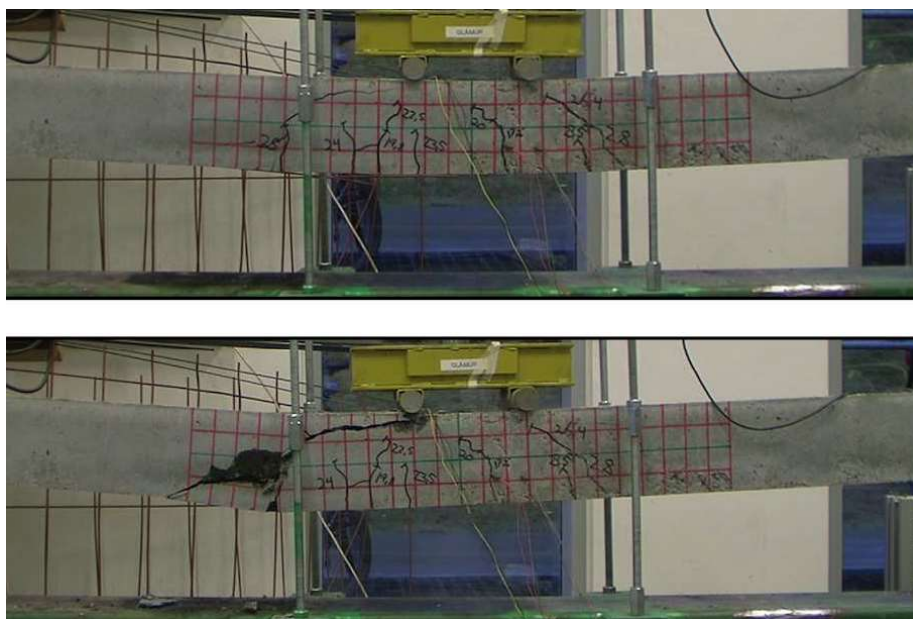


Figura Nro. 38 Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – Ensayo real ABS_A4
 (Ásbjörnsson, 2013)

El fallo de la viga en los ensayos es muy fino. Se observa en los dos casos un desarrollo de fisuras a flexión, pero al final el elemento ensayado desarrolla una fisura por cortante que deriva en la posterior falla.

La fisuración empieza con fisuras verticales en el vano central, con el aumento de carga fisuras de tracción diagonales ocurren entre los puntos de carga y los puntos de apoyo hasta que una de ellas produce la falla del elemento. El ángulo de la fisura de falla es de aproximadamente 30°.

La Tabla Nro. 27 presenta los resultados extraídos del modelo y los resultados obtenidos de la prueba experimental, indicando, aunque fuese visible en el comportamiento de fisuración expuesto en la figura anterior, el modo de falla del elemento.

Tabla Nro. 27 Resultados obtenidos y modo de falla del elemento ensayo/modelo ABS_A4

Ref.	Pretensado efectivo FRP	Deformación en tendones	Deformación máx. (centro)	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla	Modo de falla
	P_{ef} [kN]	ϵ_{su} [adim.]	ϵ_{cu} [adim.]	α_{cr} [mm]	F_{cr} [kN]	α_u [mm]	F_u [kN]	
B1	84.000	-	-	-	23.000	53.000	46.100	Cortante
B2	84.000	-	-	-	23.000	56.000	46.400	Cortante
ABS_A4	84.000	0.01370	0.03963	1.789	25.280	54.588	47.623	Cortante

3.2.1.5 Cuarto Modelo para Validación – MIR_B30

La Tabla Nro. 28 enuncia la información general del ensayo escogido para validación.

Tabla Nro. 28 Información general del ensayo MIR_B30

Referencia	MIR_B30
Autor	M. Mirshekari, T. Donchev, D. Petkova, M. Limbachiya
Año	2009
Locación	Kingston University
Tipo de hormigón	Hormigón de resistencia media ($f_{ck}=35$ MPa)
Tipo de refuerzo longitudinal	Tendón pretensado de BFRP
Tipo de refuerzo transversal	Ninguno
Condiciones de contorno	Simplemente apoyado
Tipo de ensayo	Flexión en cuatro puntos

El esquema del ensayo y su sección transversal se presentan en la Figura Nro. 39.

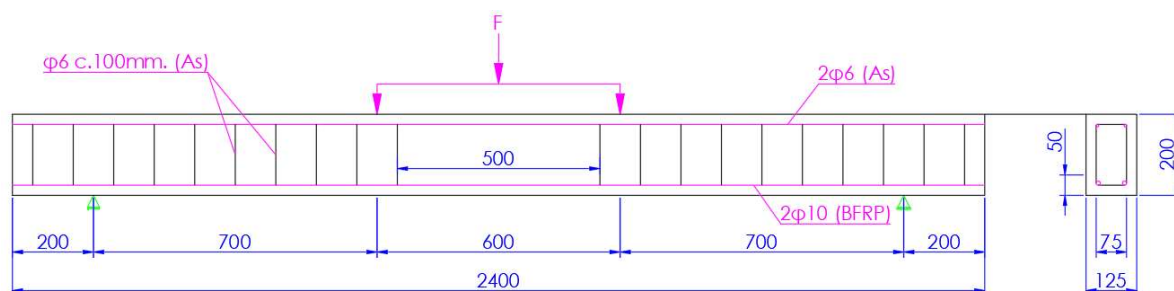


Figura Nro. 39 Esquema de la viga ensayada escogida para validación MIR_B30 (Dimensiones en milímetros)

La viga del cuarto modelo MIR_B30 tiene una longitud total de 2400 mm. con apoyos a una distancia desde los extremos de 200 mm. dejando un vano libre de 2000 mm. La carga introducida está separada a 300 mm. a cada lado con respecto del centro de viga. La sección transversal es rectangular de 125x200 mm². La armadura de flexión corresponde a dos tendones de BFRP de 10 mm. de diámetro en la parte inferior y 2 barras de acero de 6 mm. en la parte superior. La armadura transversal corresponde a estribos de dos ramas de 6 mm. de diámetro separados a 100 mm. dejando un espacio libre de 500 mm. en el centro de viga.

Las características mecánicas del hormigón, FRP y acero pueden observarse en las Tabla Nro. 29, Tabla Nro. 30 y Tabla Nro. 31 respectivamente.

Tabla Nro. 29 Características del hormigón – MIR_B30

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	31400	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.2	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	10	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2400	[kg/m3]
Modelo de Fisura		Autor	Rotativa	
Resistencia característica a la compresión	fck		35	[MPa]
Resistencia media a compresión	fcm		43	
Resistencia a la tracción	ft	Autor	1.5	[MPa]
Energía de fractura	Gf	Código modelo	0.144	N/mm
Energía de fractura a compresión	Gc	Código modelo	35.916	N/mm
Tamaño del elemento		Autor	10	mm
Ancho de banda de fisura	h	Autor	14	mm
Factor de retención de cortante	β	Autor	No	
Función de tensión		Exponencial		
Función de compresión		Parabólica		
Función de cortante		Ninguna		

Tabla Nro. 30 Características de los tendones de BFRP – FRP MIR_B30

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	50000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.23	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	2	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2600	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fpu	Fabricante	1200	[MPa]

Tabla Nro. 31 Características de las barras/estribos de acero – Acero MIR_B30

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	210000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.3	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	12	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	7698	[kg/m3]
Resistencia de fluencia	fy	Fabricante	420	[MPa]
Resistencia última a tracción	fu	Fabricante	500	[MPa]

A partir de la definición de todas las características de entrada se procede al análisis y extracción de resultados. Para poder realizar una analogía más precisa de los resultados teóricos y experimentales se utilizaron gráficas y tablas comparativas. La Figura Nro. 40 muestra el diagrama fuerza-desplazamiento del ensayo en cuestión, y las Figura Nro. 41 y Figura Nro. 42 muestran el comportamiento de fisuración del modelo y del ensayo real respectivamente.

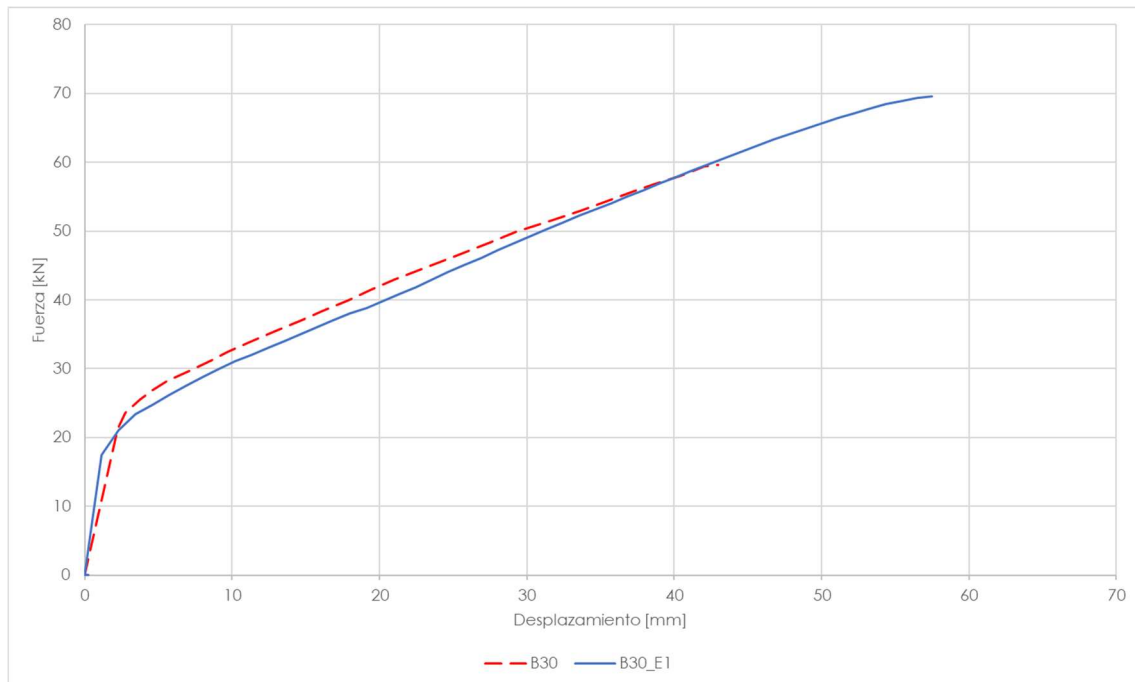


Figura Nro. 40 Diagrama fuerza-desplazamiento MIR_B30

La línea punteada corresponde al ensayo realizado en laboratorio y denominado B30, la línea continua de color celeste al modelo extraído de midas FEA. La rigidez del modelo en el tramo elástico-lineal es ligeramente mayor a la del ensayo y presenta un punto de fisuración algo inferior. El desarrollo de la curva en el tramo post fisuración es muy parecido manteniendo la pendiente, aunque puede evidenciarse un punto de falla más alto para el modelo involucrando una mayor carga de falla y mayor desplazamiento del tramo central.

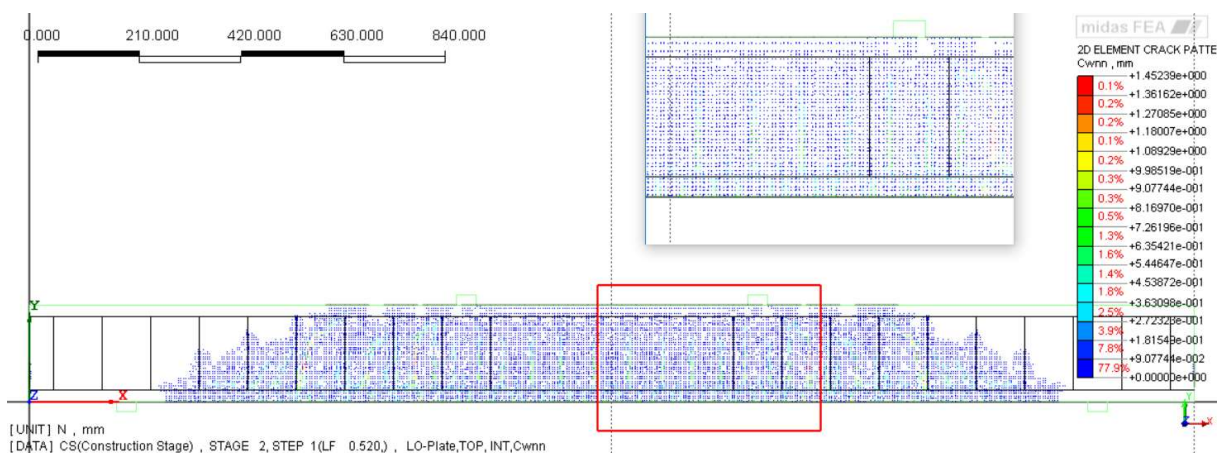


Figura Nro. 41 Comportamiento de fisuración en la viga al momento de la falla – Ensayo real MIR_B30

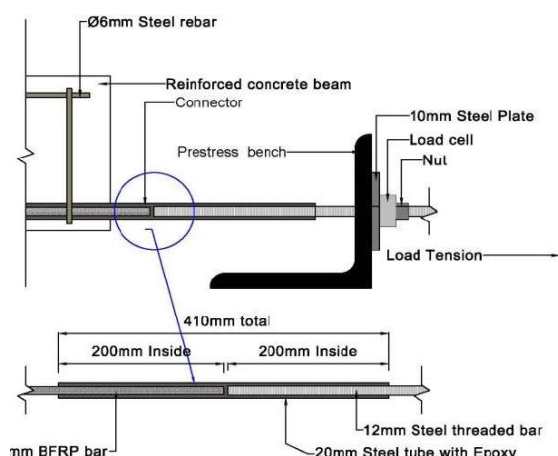


Figura Nro. 42 Conexión de las barras rosca de armadura de BFRP para el pretensado y configuración del ensayo – midas FEA MIR_B30

La fisuración exhibida en las Figura Nro. 41 y Figura Nro. 42 correspondientes al modelo y el ensayo respectivamente tiene un desarrollo muy parecido, con ángulos y posición de fisuras similares.

La Tabla Nro. 32 presenta los resultados extraídos del modelo y los resultados obtenidos de la prueba experimental, indicando, aunque fuese visible en el comportamiento de fisuración expuesto en la figura anterior, el modo de falla del elemento.

Tabla Nro. 32 Resultados obtenidos y modo de falla del elemento ensayo/modelo MIR_B30

Ref.	Pretensado efectivo FRP	Deformación en tendones	Deformación máx. (centro)	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla	Modo de falla
	P_{ef} [kN]	ϵ_{su} [adim.]	ϵ_{cu} [adim.]	a_{cr} [mm]	F_{cr} [kN]	a_u [mm]	F_u [kN]	
B30	24.000	-	-	2.300	22.000	43.000	60.000	Flexión
MIR_B30	24.000	-	-	0.830	17.423	57.318	69.551	Flexión

3.3 Estudio de sensibilidad de los parámetros que influyen en la modelización numérica

Obtener el comportamiento real de las vigas de hormigón reforzado con armadura activa de FRP teniendo en cuenta la no linealidad del material para las tareas de validación y predicción de resultados fue la tarea más compleja de éste documento. Esto se debe a que los parámetros escogidos que influyen en el análisis, en caso de no ser escogidos correctamente, pueden alterar de manera significativa el resultado final del análisis.

Éste capítulo pretende reflejar la influencia de algunos de los parámetros en el comportamiento no lineal del hormigón, modificando los valores de los mismos en uno de los modelos tratados en este documento y analizándolo con el software midas FEA. La variación de los resultados se expresará en función de la carga final y la

deflexión máxima que alcanza el elemento en el paso de carga de falla, además del desarrollo del comportamiento a través de la gráfica de Carga-Desplazamiento.

A fin de obtener resultados rápidos se han reducido los pasos de carga y las iteraciones.

El modelo escogido para este estudio es la viga H50CF, cuyo hormigón presenta las propiedades de la Tabla Nro. 33. Estos serán los parámetros de referencia y se realizará la variación de ellos en cada subapartado.

Tabla Nro. 33 Características del hormigón para el modelo H50CF

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	29000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.2	
Coeficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	10	[10 ⁻⁶ 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2400	[kg/m ³]
Modelo de Fisura		Autor	Rotativa	
Resistencia característica a la compresión	f _{ck}		55	[MPa]
Resistencia media a compresión	f _{cm}		63	
Resistencia a la tracción	f _t	Autor	1.5	[MPa]
Energía de fractura	G _f	Código modelo	0.154	N/mm
Energía de fractura a compresión	G _c	Código modelo	38.472	N/mm
Tamaño del elemento		Autor	10	mm
Ancho de banda de fisura	h	Autor	14	mm
Factor de retención de cortante	β	Autor	No	
Función de tensión		Exponencial		
Función de compresión		Parabólica		
Función de cortante		Ninguna		

3.3.1 Resistencia de tracción del hormigón y modelo de fisura

Como se mencionó en la validación de los modelos, se adopta un valor reducido de la resistencia a tracción igual a 1.5 MPa, que será en este subapartado nuestro valor de referencia, además de este, se considera el valor real de 4.15 MPa y un valor intermedio de 2.5 MPa. Para ver la influencia del modelo de fisura, cada variación de la resistencia a tracción se simula con un modelo de fisura fija y rotante. Los resultados se observan en la Tabla Nro. 34 y las Figura Nro. 43 y Figura Nro. 44.

Tabla Nro. 34 Variación de la resistencia a la tracción modelo H50CF

Referencia	Modelo de Fisura	Resistencia a la tracción	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla
		[MPa]	acr [mm]	Fcr [kN]	au [mm]	Fu [kN]
F1	Rotante	1.50	5.894	123.909	208.647	211.560
F2	Rotante	2.50	5.835	138.964	202.330	210.749
F3	Rotante	4.15	5.785	150.356	180.554	209.598
F1F	Fija	1.50	5.893	123.898	199.912	213.873
F2F	Fija	2.50	5.835	138.964	194.463	212.964
F3F	Fija	4.15	5.785	150.356	172.773	210.888

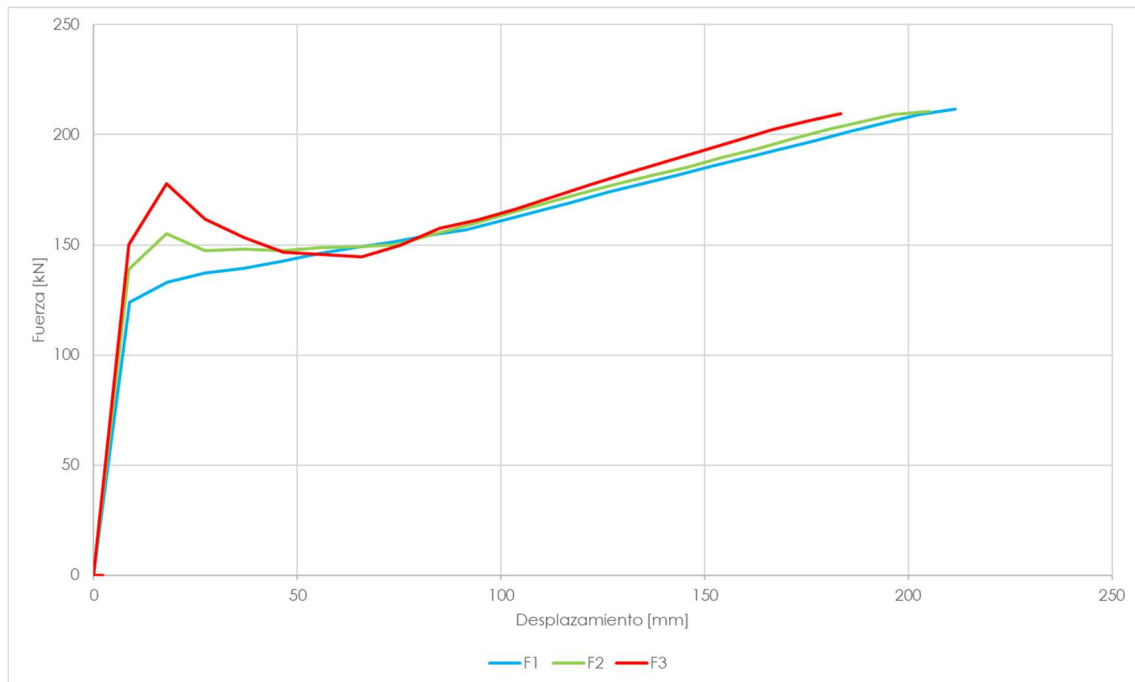


Figura Nro. 43 Variación de la resistencia a la tracción modelo H50CF - Fisura Rotante

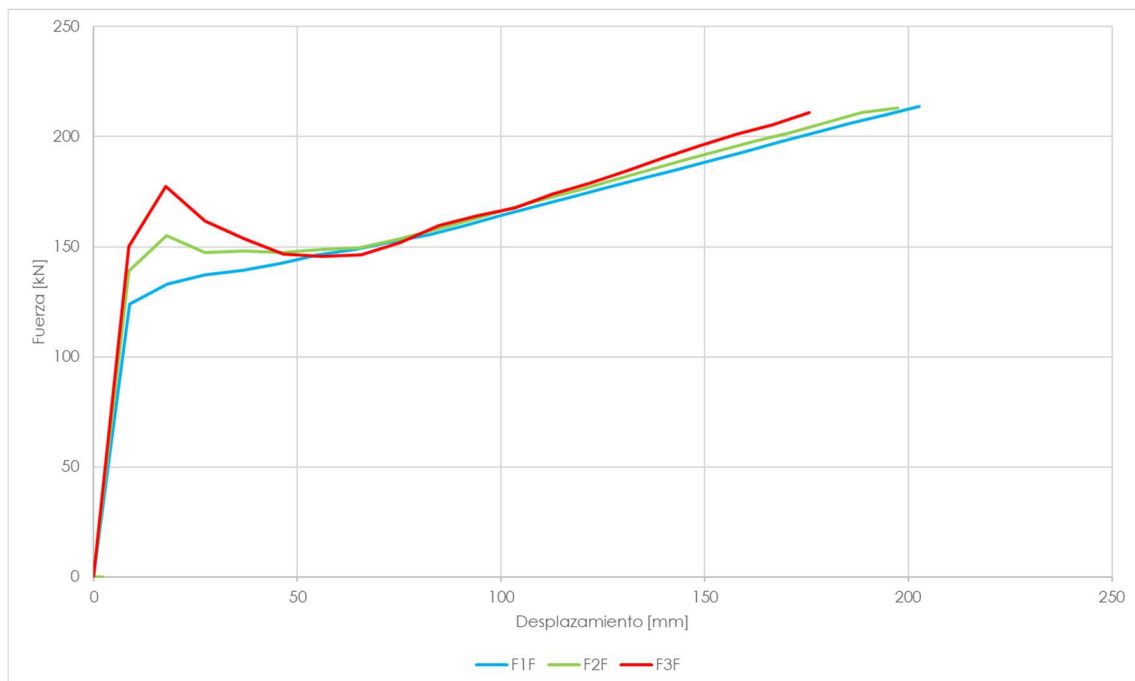


Figura Nro. 44 Variación de la resistencia a la tracción modelo H50CF - Fisura Fija

Para conseguir un desarrollo suavizado de las curvas carga-desplazamiento y tensión-deformación observado en ensayos reales, es necesario reducir la resistencia a tracción del hormigón. Se puede observar también que, aunque la carga última para la que fallan los elementos es similar para las tres variaciones de resistencia de tracción, mientras mayor sea ésta se consigue una deflexión máxima menor.

Cuando se hacía la tarea de validación de resultados, las vigas que no tenían armadura de cortante presentaban una diferencia importante cuando se utilizaba el modelo de fisura fija o el modelo de fisura rotante, con un comportamiento muy parecido al de la Figura Nro. 14. Como puede observarse en las Figura Nro. 43 y Figura Nro. 44, para vigas con una cuantía de armadura transversal razonable las diferencias entre uno y otro modelo de fisura son mínimas con un desarrollo y valores críticos de fisuración y falla muy parecidos.

3.3.1.1 Factor de retención de cortante

En el subapartado 3.1.2.1 donde se describe el modelo constitutivo del hormigón se hace mención al factor de retención de cortante para el modelo de fisura fija. Para entender la influencia de éste parámetro se hacen cuatro variaciones del modelo F1F (parámetros de referencia con la consideración de modelo de fisura fija) con distintos valores de β , los resultados se observan en la Tabla Nro. 35 y la Figura Nro. 45.

Tabla Nro. 35 Variación del factor de retención de cortante modelo H50CF

Referencia	Factor de Retención Cortante	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla
		acr [mm]	Fcr [kN]	au [mm]	Fu [kN]
B1	0.1	5.885	121.025	199.837	212.045
B2	0.3	5.893	123.898	199.912	213.873
B3	0.7	5.893	123.902	200.336	215.277
B4	1.0	5.893	123.906	200.353	216.943

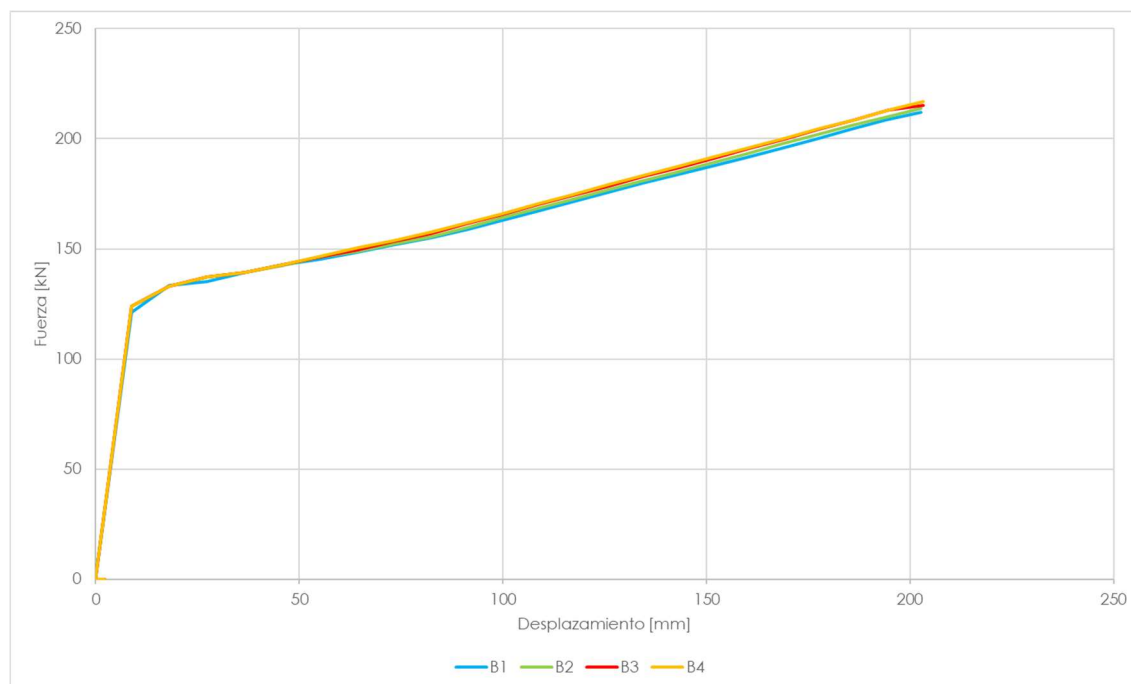


Figura Nro. 45 Variación del factor de retención de cortante modelo H50CF

Como se aprecia en la Figura Nro. 45, el factor de retención de cortante tiene una influencia mínima en el modelo escogido, con una variación en los resultados despreciable. A pesar de ello, este parámetro podría afectar en otro tipo de elementos por lo que es importante seguir las recomendaciones de (Feenstra, de Borst, & Rots, 1991) a la hora de elegir su valor.

3.3.2 Energía de fractura

La energía de fractura puede variar mucho el desarrollo de la curva carga-desplazamiento y tensión-deformación. Para poder notar su influencia se toman dos valores, además del de referencia, el primero que corresponde a su tercera parte, y el segundo que duplicará el valor referencial. Los resultados se muestran en la Tabla Nro. 36 y la Figura Nro. 46.

Tabla Nro. 36 Variación de la energía de fractura modelo H50CF

Referencia	Energía de Fractura	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla
	[N/mm]	acr [mm]	Fcr [kN]	au [mm]	Fu [kN]
G1	0.050	-5.899	122.697	-215.811	209.599
G2	0.154	-5.894	123.909	-208.647	211.560
G3	0.300	-5.892	124.190	-200.337	214.196

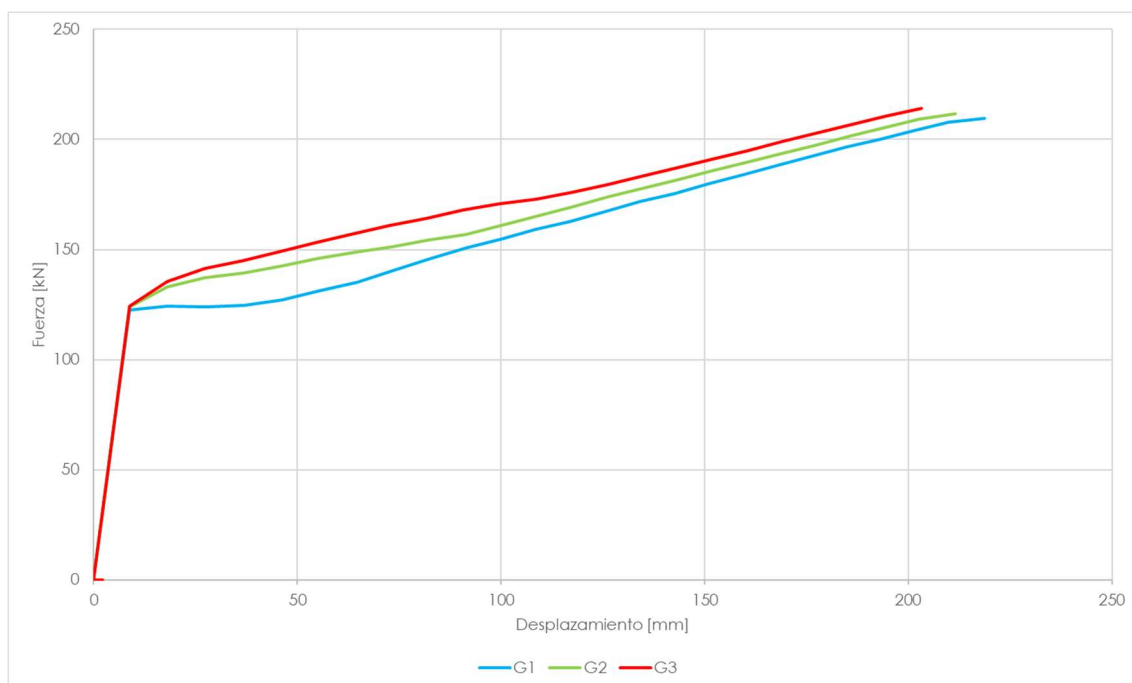


Figura Nro. 46 Variación de la energía de fractura modelo H50CF

Además, puede ser interesante por la naturaleza del parámetro, observar el comportamiento de fisuración del mismo ante su variación, la Figura Nro. 47 denota el comportamiento para las tres variaciones de energía de fractura.

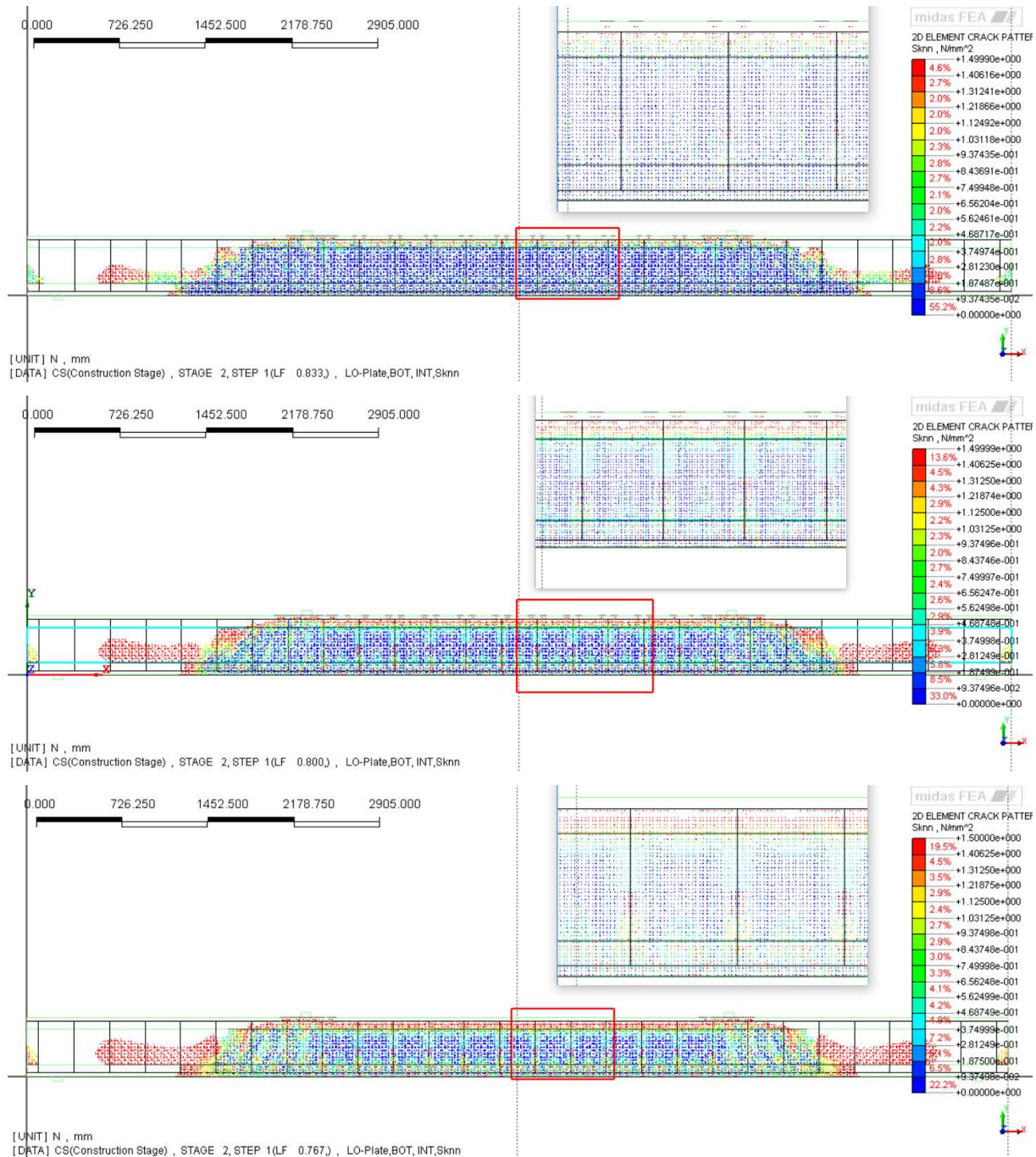


Figura Nro. 47 Patrón de fisuración para distintos valores de Energía de Fractura G_f , de arriba abajo $G_f = 0.05, G_f = 0.154, G_f = 0.3$

La primera conclusión al ver la Figura Nro. 46, es que en medida que se aumenta el valor de energía de fractura, y apoyando su definición, el tramo de curva post fisuración se eleva, aumentando el área bajo la curva. Algo interesante a observar es que tanto para las curvas G2 y G3, el desarrollo de la curva en este tramo es muy

parecido al que podría obtenerse en un ensayo experimental, sin embargo, para G1 se exhibe un desarrollo anormal, lo que hace pensar que valores muy bajos de este parámetro como los sugeridos, por ejemplo, por el anterior Eurocódigo podrían no reflejar apropiadamente el comportamiento de fisuración. En la Figura Nro. 47 se refleja la influencia del parámetro con el aumento en el ancho de las fisuras en función al crecimiento del valor de G_f .

3.3.3 Ancho de banda de fisura

Muy relacionado a la energía de fractura, el ancho de banda de fisura juega un papel importante en el desarrollo de la fisuración, por lo que se escogen dos parámetros, además del de referencia que corresponden a dos y cuatro veces más el valor referencial. Los resultados en la Tabla Nro. 37 y la Figura Nro. 48.

Tabla Nro. 37 Variación del ancho de banda de fisura modelo H50CF

Referencia	Ancho Banda de Fisura [mm]	Deflexión de fisuración a_{cr} [mm]	Carga de fisuración F_{cr} [kN]	Deflexión máxima a_u [mm]	Carga última de falla F_u [kN]
H1	25	-5.894	123.909	-208.647	211.560
H2	50	-5.896	123.328	-207.163	209.183
H3	100	-5.901	122.155	-215.428	209.343

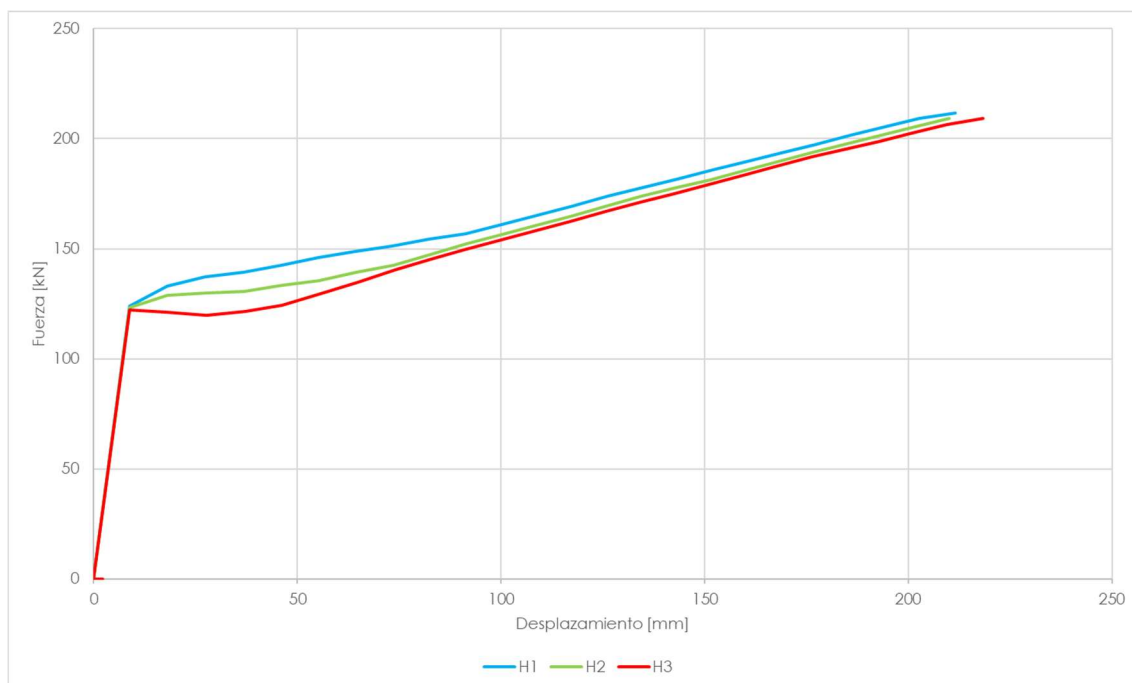


Figura Nro. 48 Variación del ancho de banda de fisura modelo H50CF

Como para la energía de fractura, la Figura Nro. 49 muestra el comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla, para las tres variaciones del ancho de banda de Fisura.

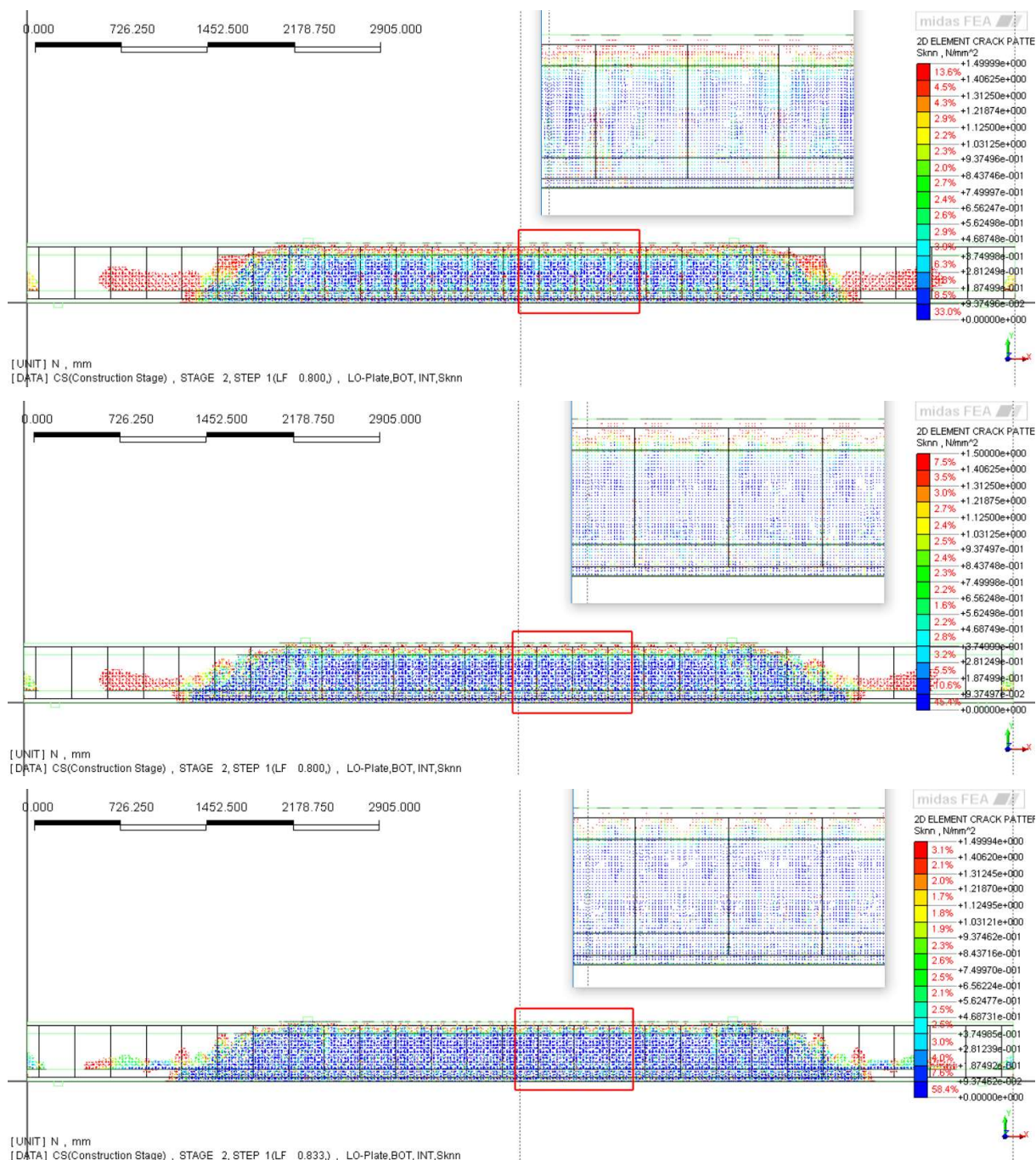


Figura Nro. 49 Patrón de fisuración para distintos valores de ancho de banda de fisura h , de arriba abajo $h = 25 \text{ mm}$, $h = 50 \text{ mm}$, $h = 100 \text{ mm}$

Una conclusión similar en relación a la energía de fractura puede obtenerse en la variación del ancho de banda de fisura. Primero, mientras el valor de éste parámetro crece, la curva desciende y disminuye el área bajo la curva (Energía de Fractura), también se observa que el comportamiento tras la fisuración no es normal para

valores de ancho de banda de fisura altos por lo que se acepta la recomendación de (Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure, 2016).

El ancho de banda de fisura, según la Figura Nro. 49 altera el patrón de fisuración de forma lógica reduciendo el ancho de fisura y limitando su distribución en medida de que su valor disminuye.

4. DEFINICIÓN DE LA FUTURA CAMPAÑA EXPERIMENTAL

Se necesita definir una campaña experimental que permita analizar el comportamiento no lineal de elementos pretensados con armadura de FRP sometidos a flexión y cortante.

Una vez definida la geometría de los especímenes a ensayar que se detalla en el siguiente apartado, se procedió al diseño de las armaduras de los mismos. Para esto se recurrió a los criterios de diseño provistos por la (ACI Committee 440, ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons, 2004) que se describen en 2.4.1. Estos criterios fueron empleados acorde a los criterios que se describen a continuación.

4.1 Configuración de los ensayos

La geometría de la sección transversal corresponde a una sección doble T en todos los casos. La configuración típica del ensayo de cuatro puntos elegido se ilustra en la Figura Nro. 50.



Figura Nro. 50 Configuración típica de los ensayos escogidos

Se han escogido cuatro configuraciones de ensayos en función a dos criterios:

Primer criterio (fallo).- Se persigue comprender el comportamiento estructural a flexión y a cortante del material, esto puede conseguirse realizando una variación en el diseño de la armadura para obtener un determinado desarrollo del daño y posterior falla.

Segundo criterio (escala).- La escala de los elementos a ensayar debe permitir realizar una analogía con ensayos similares previos realizados por otros autores y, además, en absoluta dependencia de las características del laboratorio, diseñar elementos a escala real para un estudio más próximo del comportamiento estructural que resultaría de su aplicación.

Las vigas escogidas responden a un código como sigue:

HXX_CY

XX : Corresponde al canto total en centímetros de la sección transversal (Criterio de escala)

Y : Corresponde al comportamiento estructural a estudiar y el modo de falla requerido, **F**: Flexural=Flexión) y **S**: Shear=Cortante (Criterio de fallo)

H50_CF

La Figura Nro. 51 muestra la configuración del modelo H50_CF, en la que se puede apreciar la geometría, el armado, las condiciones de contorno, sección transversal y sección longitudinal acotadas.

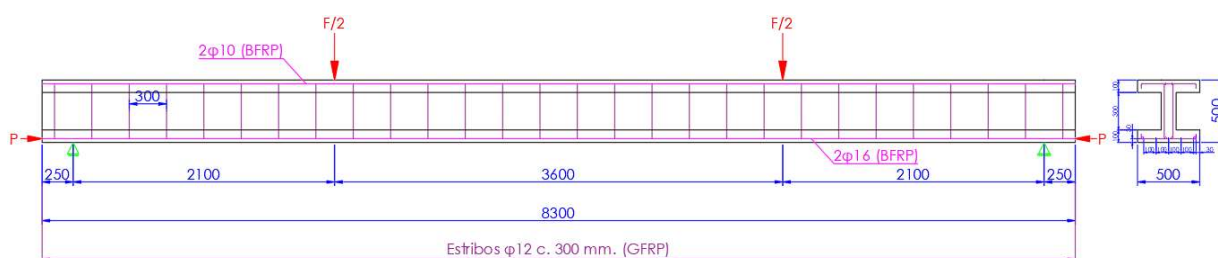


Figura Nro. 51 Esquema de configuración para viga H50CF (Dimensiones en milímetros)

La viga H50_CF tiene una longitud total de 8300 mm. con apoyos a una distancia desde los extremos igual a 250 mm., con un vano libre de 7800 mm. La carga considerada se introduce en dos puntos equidistantes al centro de viga con una separación entre ellos de 3600 mm. La sección transversal en doble T tiene un ala superior e inferior con un espesor de 100 mm. y un ancho de 500 mm. El alma de la sección tiene un espesor de 120 mm. con una altura de 300 mm.

La armadura a flexión en la parte inferior consta de 2 tendones de BFRP con diámetro de 16 mm., la armadura constructiva en la parte superior de 2 barras de BFRP con diámetros de 10 mm. Finalmente, la armadura de cortante corresponde a estribos de dos ramas de GFRP con diámetro 12 mm. y separados a 300 mm.

H50_CS

El esquema de configuración del modelo H50_CS se ilustra en la Figura Nro. 52, en ésta se aprecia la geometría, el armado, las condiciones de contorno, la sección transversal y la sección longitudinal acotadas.



Figura Nro. 52 Esquema de configuración para viga H50CS (Dimensiones en milímetros)

La viga H50_CS presenta la misma geometría y condiciones de contorno consideradas para la viga H50_CF. La diferencia entre ellas radica en su armado.

La armadura a flexión en la parte inferior consta de 5 tendones de BFRP con diámetro de 20 mm., la armadura constructiva en la parte superior de 2 barras de BFRP con diámetros de 10 mm. La armadura de cortante corresponde a estribos de dos ramas de GFRP con diámetro 12 mm. y separados a 600 mm.

H20_CF

La Figura Nro. 53 muestra la configuración del modelo H20_CF, en donde se puede apreciar la geometría, el armado, las condiciones de contorno, la sección transversal y la sección longitudinal acotadas.

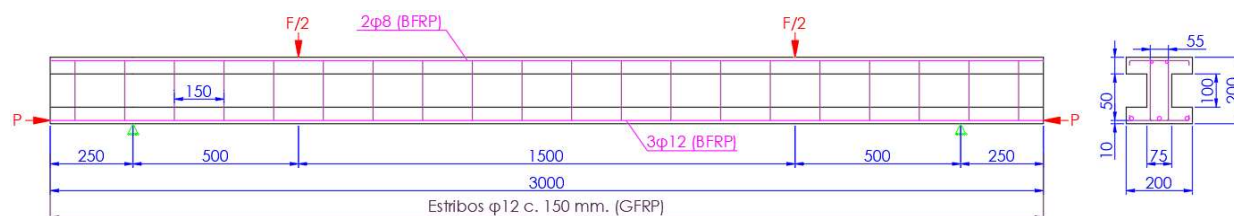


Figura Nro. 53 Esquema de configuración para viga H20CF (Dimensiones en milímetros)

La viga H20_CF tiene una longitud total de 3000 mm. Los apoyos están separados a una distancia de los extremos de 250 mm., dejando un vano libre de 2500 mm. La carga considerada se introduce en dos puntos equidistantes al centro de viga con una separación entre ellos de 1500 mm. La sección transversal en doble T tiene un ala superior e inferior con un espesor de 50 mm. y un ancho de 200 mm. El alma de la sección tiene un espesor de 75 mm. con una altura de 100 mm.

La armadura a flexión en la parte inferior consta de 3 tendones de BFRP con diámetro de 12 mm., la armadura constructiva en la parte superior de 2 barras de BFRP con diámetros de 8 mm. La armadura de cortante corresponde a estribos de dos ramas de GFRP con diámetro 12 mm. y separados a 150 mm.

H20_CS

Esta viga tiene una particularidad interesante, y es que en función a que la mayoría de los catálogos de barras, tendones y estribos de GFRP disponibles no ofrecen estribos con un diámetro menor a 12 mm, se optó por utilizar estribos de acero inoxidable. Esta opción es una alternativa recomendada por algunos autores y está considerada en el Estado del Arte del presente documento. Las características del material de acero inoxidable utilizado están plasmadas más adelante.

La Figura Nro. 54 muestra el esquema de configuración del modelo H20_CS, en donde se aprecia la geometría, el armado, las condiciones de contorno y las secciones tanto longitudinal como transversal acotadas.



Figura Nro. 54 Esquema de configuración para viga H20CS (Dimensiones en milímetros)

La viga H20_CS presenta la misma geometría y condiciones de contorno consideradas para la viga H20_CF. La diferencia entre ellas está en el armado.

La armadura a flexión en la parte inferior consta de 5 tendones de BFRP con diámetro de 12 mm., la armadura constructiva en la parte superior de 2 barras de BFRP con diámetros de 8 mm. La armadura de corte corresponde a estribos de dos ramas de acero inoxidable con diámetro 6 mm. y separados a 300 mm.

4.2 Propiedades de los materiales

El hormigón es un hormigón de alta resistencia, mientras que, en cuanto a la armadura, los tendones (ala inferior) y armadura constructiva (ala superior) son de BFRP y los estribos de GFRP o de acero inoxidable para un caso especial. Se tomaron en cuenta estos dos tipos de FRP por la disponibilidad de estos y la facilidad de adquirir sus propiedades en los catálogos existentes, mismos que se pueden ver en el Anexo A2. Las propiedades del hormigón y de la armadura se reflejan a continuación.

La fuerza de pretensado efectiva aplicada a los tendones de los cuatro modelos es igual al 45% de la fuerza última de pretensado del material.

4.2.1 Hormigón

Las propiedades del hormigón se derivan según las disposiciones del (fib, fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013)

Para el análisis del Estado Límite de Servicio, deben utilizarse valores característicos de las propiedades del material. Para el análisis en Estado Límite Último, se deben utilizar los valores característicos, de diseño o los valores medios de las propiedades del material, de acuerdo con el formato de seguridad.

Tabla Nro. 38 Características del hormigón para los modelos propuestos

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Dato	29000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Código modelo	0.2	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Código modelo	10	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Código modelo	2400	[kg/m3]
Modelo de Fisura		Autor	Rotativa	
Resistencia característica a la compresión	fck		55	[MPa]
Resistencia media a compresión	fcm		63	
Resistencia a la tracción	ft	Autor	1.5	[MPa]
Energía de fractura	Gf	Código modelo	0.154	N/mm
Energía de fractura a compresión	Gc	Código modelo	38.472	N/mm
Tamaño del elemento		Autor	10	mm
Ancho de banda de fisura	h	Autor	14	mm
Factor de retención de cortante	β	Autor	No	
Función de tensión		Exponencial		
Función de compresión		Parabólica		
Función de cortante		Ninguna		

4.2.2 Armadura – Barras, tendones y estribos de FRP

Las propiedades del material para las barras, tendones y estribos deben determinarse a partir de la información provista por el fabricante o especificaciones originales, en caso de hacerse pruebas en las barras o tendones de armado se puede utilizar los valores "in situ". Para otros casos, las propiedades podrían derivarse acorde a las disposiciones del (fib, FRP reinforcement in RC structures, 2007). Las propiedades de la armadura longitudinal de BFRP, armadura transversal de GFRP y armadura transversal de acero inoxidable se resumen en las Tabla Nro. 39, Tabla Nro. 40 y Tabla Nro. 41 respectivamente.

Armadura longitudinal – Barras y tendones de BFRP

Tabla Nro. 39 Características de las barras y tendones de BFRP para los modelos propuestos

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Catálogo RockBar	50000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Estado del Arte	0.23	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Estado del Arte	2	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Estado del Arte	2600	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fpu	Catálogo RockBar	1200	[MPa]

Armadura transversal – GFRP

Tabla Nro. 40 Características de la armadura transversal de GFRP para los modelos propuestos

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Catálogo SCHÖCK	50000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Estado del Arte	0.22	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Catálogo SCHÖCK	6	[10-6 1/°C]
Densidad	γ	Catálogo SCHÖCK	2200	[kg/m3]
Resistencia última a tracción	fpu	Catálogo SCHÖCK	1000	[MPa]
Resistencia última a tracción en la curvatura	fbu	Catálogo SCHÖCK	700	[MPa]

Armadura transversal – Acero Inoxidable

El acero inoxidable escogido tiene las propiedades de catálogo de la empresa Irestal Group para su acero Serie 400 – Ferrítico (Acero al Cromo)

Tabla Nro. 41 Características de la armadura transversal de acero inoxidable para los modelos propuestos

Parámetro		Obtención		Unidades
Módulo Elástico	E	Catálogo Irestal	200000	[MPa]
Relación de Poisson	ν	Manual As. Inox.	0.3	
Coefficiente de expansión térmica	α_L	Manual As. Inox.	10	[10 ⁻⁶ 1/°C]
Densidad	γ	Catálogo Irestal	7750	[kg/m ³]
Resistencia de fluencia	f_y	Manual As. Inox.	280	[MPa]
Resistencia última a tracción	f_u	Manual As. Inox.	450	[MPa]

4.3 Cargas y condiciones de contorno

Se consideran ensayos de cuatro puntos cuyas cargas son introducidas bajo control de desplazamiento (displacement based). Las cargas y apoyos, se aplican a través de prismas cuadrangulares u ortoedros de material infinitamente elástico para evitar el efecto del punzonamiento.

Las Figura Nro. 51, Figura Nro. 52, Figura Nro. 53 y Figura Nro. 54 muestran esquemáticamente las cargas y condiciones de contorno y su posición respecto de la viga ensayada.

La tensión de pretensado efectiva aplicada en los modelos es igual al 45% de la tensión última de pretensado del material de BFRP. El pretensado será aplicado en el modelo como una carga puntual en función al área de armadura activa elegida para cada modelo (Ver Tabla Nro. 42). Se asume una adherencia perfecta entre las barras y estribos con el hormigón.

Tabla Nro. 42 Pretensado efectivo para los modelos de la campaña experimental

Ref.	Pretensado efectivo FRP
	P_{ef} [kN]
H50CF	220.000
H50CS	550.000
H20CF	185.000
H20CS	310.000

5. PREDICCIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES DE ELEMENTOS PRETENSADOS CON FRP

A continuación se muestran los resultados de la modelización numérica de los ensayos definidos en el Capítulo 4. Como es lógico, los parámetros estudiados y escogidos acerca de los criterios de modelización para la validación en el Capítulo 3, son la base para la simulación numérica y la correcta predicción de los resultados.

Los valores de las cargas expuestas responden a la fuerza F , es decir a la carga total aplicada en el ensayo, que se dividirá en dos sobre los puntos en los que se realiza el control por desplazamiento. La deflexión se mide en la parte inferior del centro vano para la fibra más traccionada. (Ver Figura Nro. 55)

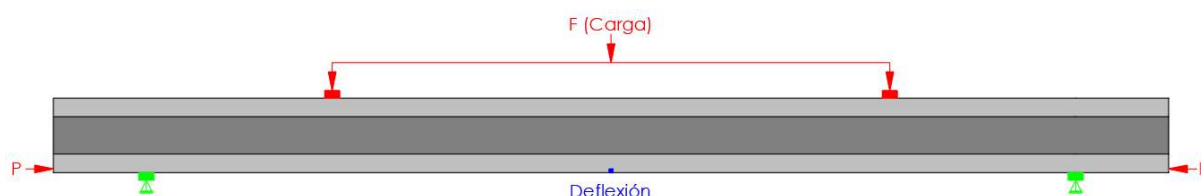


Figura Nro. 55 Carga y deflexión expuestas en la predicción de resultados

Como se ha mencionado en el Capítulo 4, la configuración de los ensayos depende de los criterios de escala y de desarrollo del daño. Las vigas H50CF y H20CF han sido diseñadas para fallar a flexión mientras que las vigas H50CS y H20CS para fallar a cortante. Con esta intención, la cuantía de armadura longitudinal en H50CF y H20CF será baja y la cuantía de armadura transversal la suficiente para evitar un posible fallo a cortante. Con esta lógica entonces, la cuantía de armadura longitudinal en H50CS y H20CS es la necesaria para evitar un potencial fallo a flexión, mientras que la cuantía de armadura transversal permitirá el desarrollo de daño a cortante.

5.1 Modelo H50CF

El diagrama Carga-Desplazamiento de la Figura Nro. 56 presenta el comportamiento no lineal de la viga modelada. La viga alcanza la fisuración para una carga de 120.1 kN. y una deflexión de fisuración de 7.8 mm. El desarrollo de la curva para el tramo post-fisuración es rectilíneo hasta el punto de fallo. Los valores para los que el elemento alcanza la falla son para una carga de 210.5 kN. y una deflexión máxima de 197.2 mm.

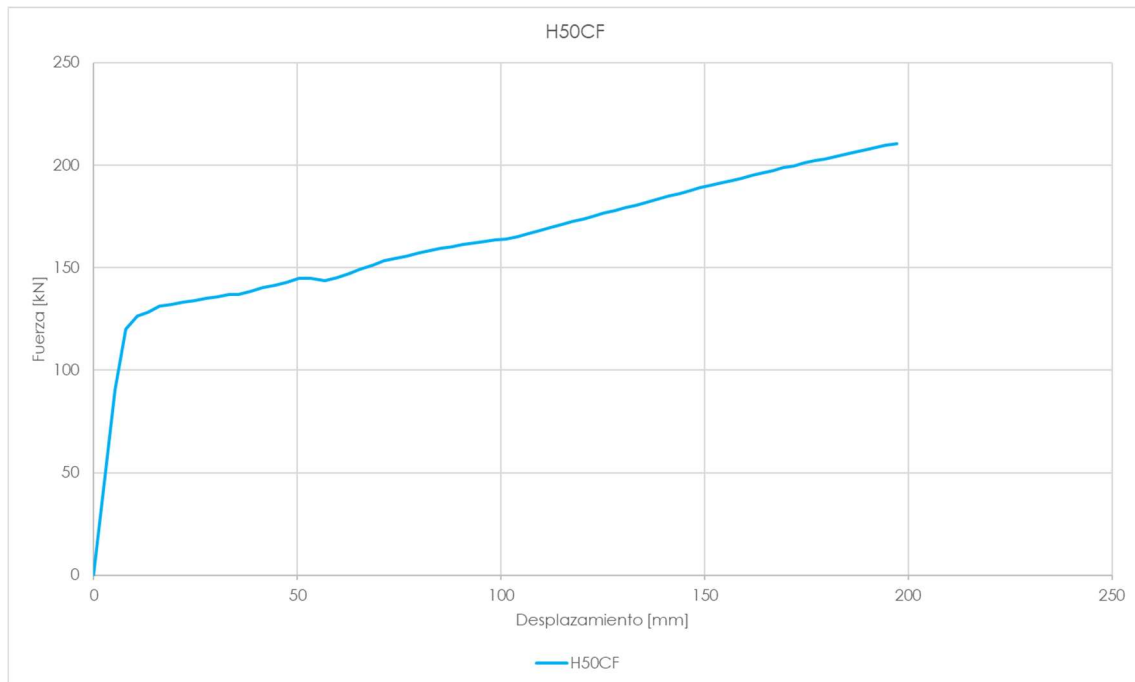


Figura Nro. 56 Diagrama fuerza-desplazamiento (H50CF)

Las Figura Nro. 57, Figura **Nro. 58**, Figura **Nro. 59**, Figura **Nro. 60**, Figura **Nro. 61**, Figura **Nro. 62** y Figura **Nro. 63** reflejan el comportamiento de la armadura y del hormigón para la carga última de 210.5 kN., todas las figuras fueron extraídas del software midas FEA.

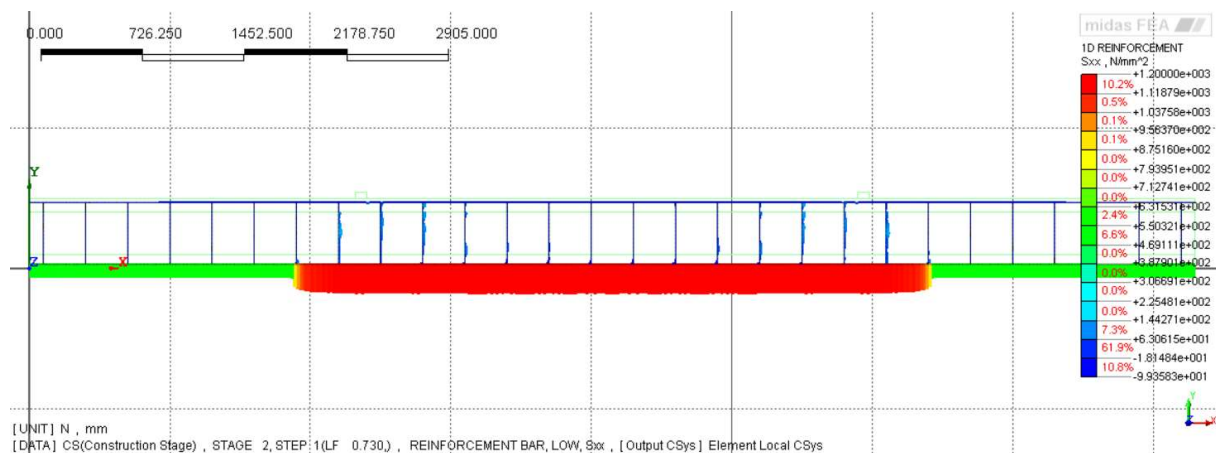


Figura Nro. 57 Distribución de tensiones para los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: [N/mm²]

Como puede observarse en la Figura Nro. 57, los tendones en el paso de carga de falla desarrollan su máxima capacidad o tensión de tracción última (1200 N/mm²) por lo que se asumiría una falla por ruptura del tendón.

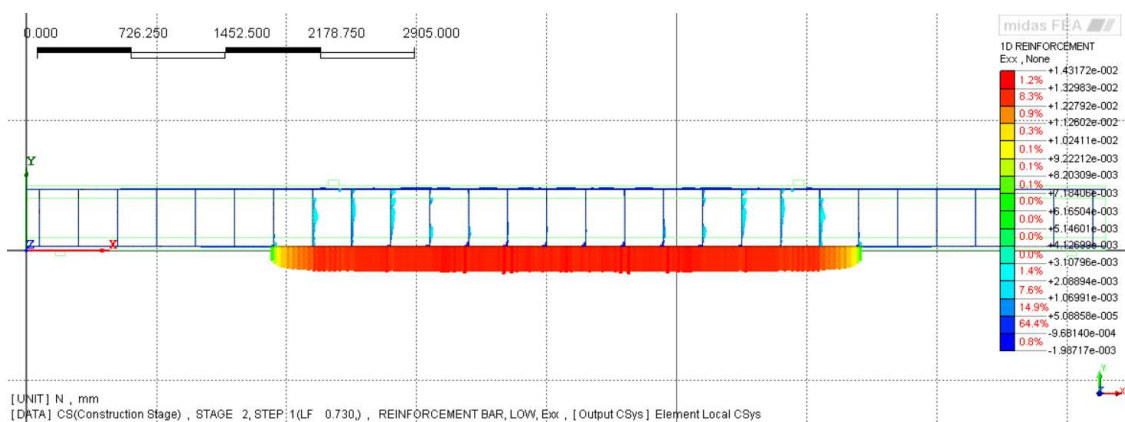


Figura Nro. 58 Deformación máxima en los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H50CF).
Unidades: Adimensional

La deformación máxima de los tendones en el paso de carga de falla es 0.0143.

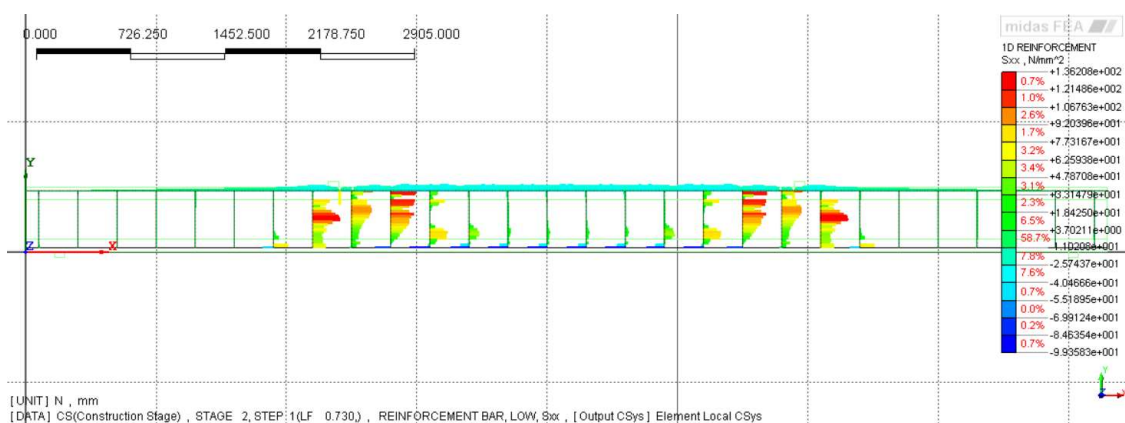


Figura Nro. 59 Máxima sollicitación en la armadura transversal en el paso de carga de falla (H50CF).
Unidades: [N/mm²]

La armadura de corte no alcanza su capacidad máxima en el paso de carga de falla alcanzando una tensión máxima positiva igual a 136.2 MPa. en los estribos situados en la zona de la aplicación de cargas.

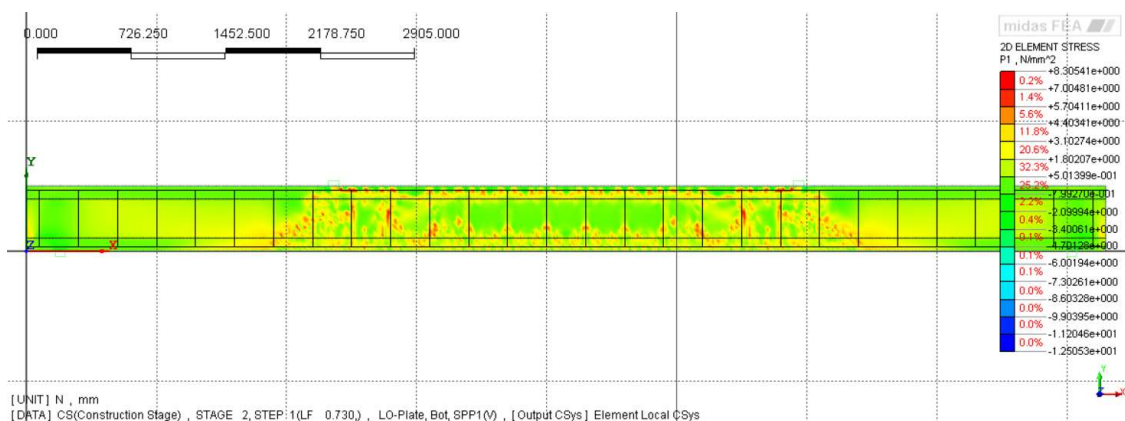


Figura Nro. 60 Distribución de tensiones de tracción en el hormigón en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: [N/mm²]

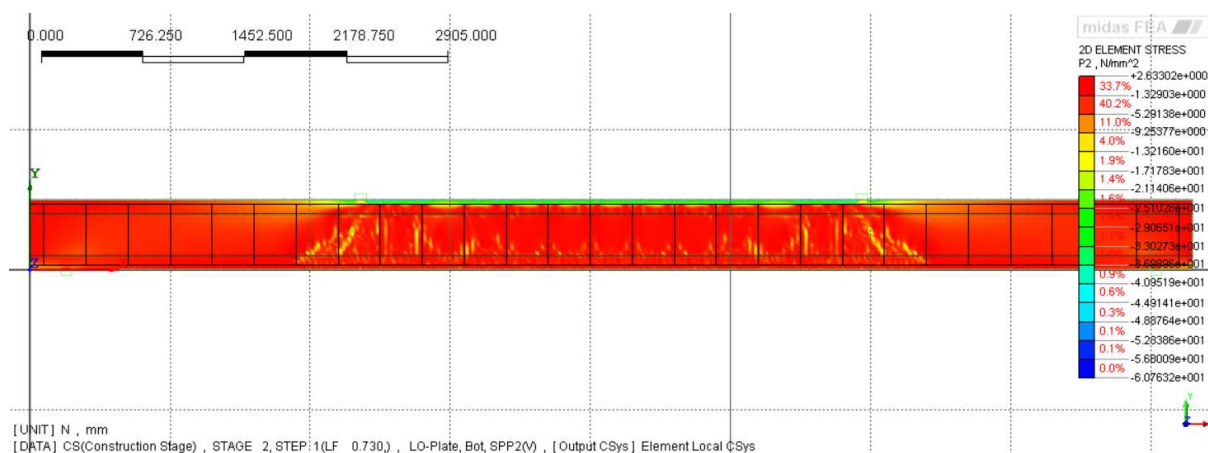


Figura Nro. 61 Distribución de tensiones de compresión en el hormigón en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: [N/mm²]

Las tensiones máximas de tracción y compresión en el hormigón marcan la fisuración por flexión en el elemento, alcanzando valores de 8.3 y 60.8 respectivamente. El valor de la tensión de compresión en el paso de carga de falla nos orienta a un fallo por aplastamiento del hormigón.

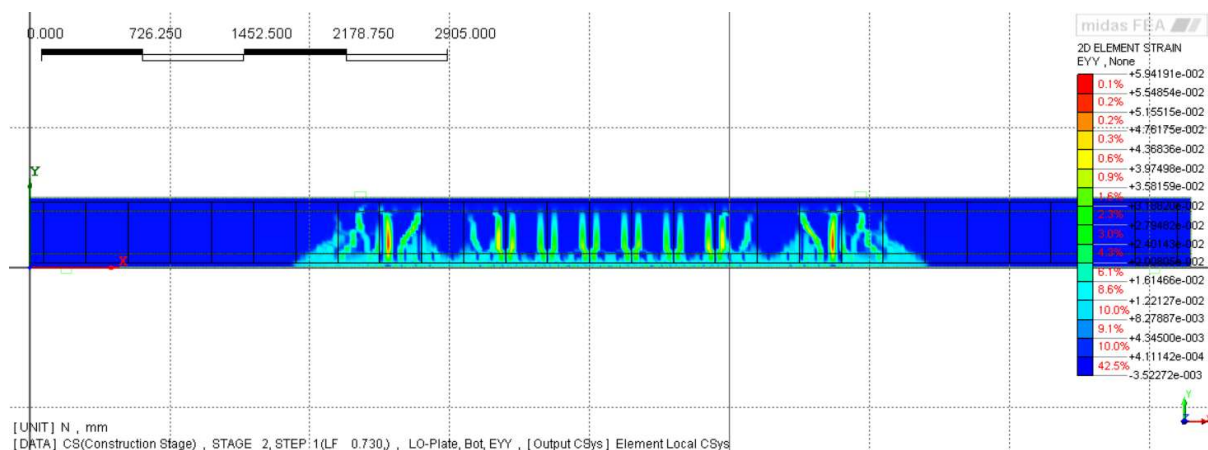


Figura Nro. 62 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (H50CF). Unidades: Adimensional

La deformación máxima en el eje Y se alcanza en la zona de los apoyos con un valor de 0.059.

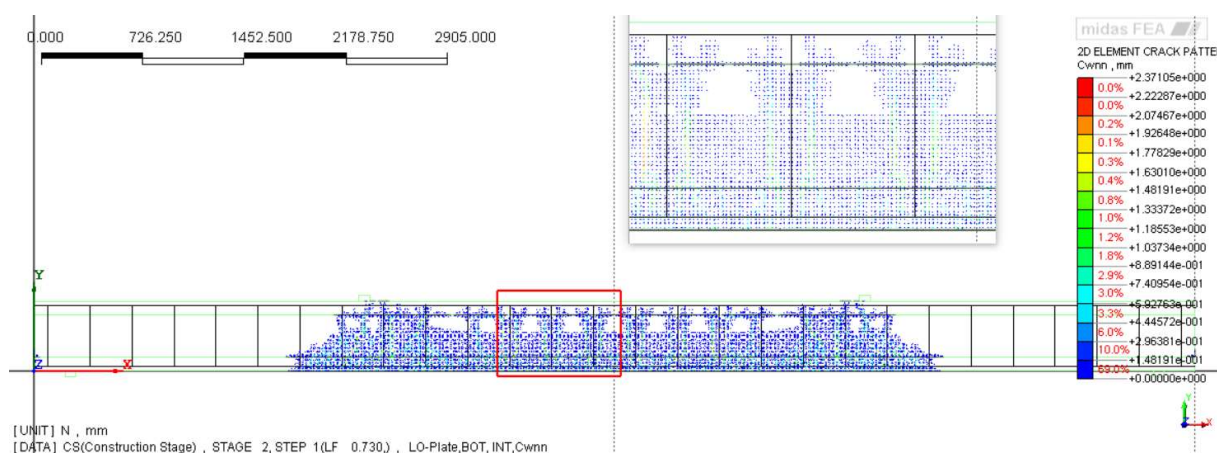


Figura Nro. 63 Comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla. (H50CF). Unidades: [mm]

El ancho de fisura más alto corresponde a 2.4 mm. cerca del centro de vano, las fisuras son rectas, perpendiculares a la longitud del elemento hasta la zona de los apoyos, donde se visualiza una inclinación de aproximadamente 50°.

La Tabla Nro. 43 contiene los resultados extraídos del software, referencia para la predicción de los potenciales ensayos reales, considerando el comportamiento no lineal de los elementos cuando se someten a flexión y cortante.

Tabla Nro. 43 Resultados obtenidos del modelo en midas FEA (H50CF)

Ref.	Pretensado efectivo FRP Pef [kN]	Deformación en tendones εsu [adim.]	Deformación máx. (centro) εcu [adim.]	Deflexión de fisuración acr [mm]	Carga de fisuración Fcr [kN]	Deflexión máxima au [mm]	Carga última de falla Fu [kN]	Cortante de falla Vu [kN]	Modo de falla
H50CF	220.000	0.014317	0.022882	7.845	120.090	197.170	210.469	105.235	Ruptura tendón

5.2 Modelo H50CS

La Figura Nro. 64 muestra el diagrama Carga-Desplazamiento de la viga H50CS en la que se aprecia el comportamiento no lineal de la misma. La fisuración del elemento se alcanza para una carga de 243.9 kN. y una deflexión de 15.6 mm. A partir de ahí se desarrolla un tramo rectilíneo post-fisuración hasta que se produce el fallo del elemento para una carga de 380.5 kN. y una deflexión máxima de 123.2 mm. El cortante en el paso de carga de falla es de 190.3 kN.



midas FEA

1D REINFORCEMENT
Sxx, N/mm²

15.2%	+9.00770e+002
0.8%	+8.40193e+002
0.3%	+7.79612e+002
0.1%	+7.19031e+002
0.0%	+6.58451e+002
7.3%	+5.97871e+002
-4.8%	+5.37292e+002
0.0%	+4.76712e+002
0.0%	+4.16132e+002
0.0%	+3.55552e+002
0.0%	+2.94973e+002
0.0%	+2.34393e+002
0.0%	+1.73813e+002
0.8%	+1.13234e+002
1.4%	+5.26541e+001
46.5%	+7.92563e+000
22.7%	-6.85053e+001

[UNIT] N , mm
[DATA] CS(Construction Stage), STAGE 2, STEP 1(LF 0.460.), REINFORCEMENT BAR, LOW_Sox [Output Csys] Element Local Csys

Los tendones llegan a alcanzar una tensión máxima de 900.8 MPa. correspondientes a un 75% de la resistencia última indicada por el fabricante en el paso de carga de falla.

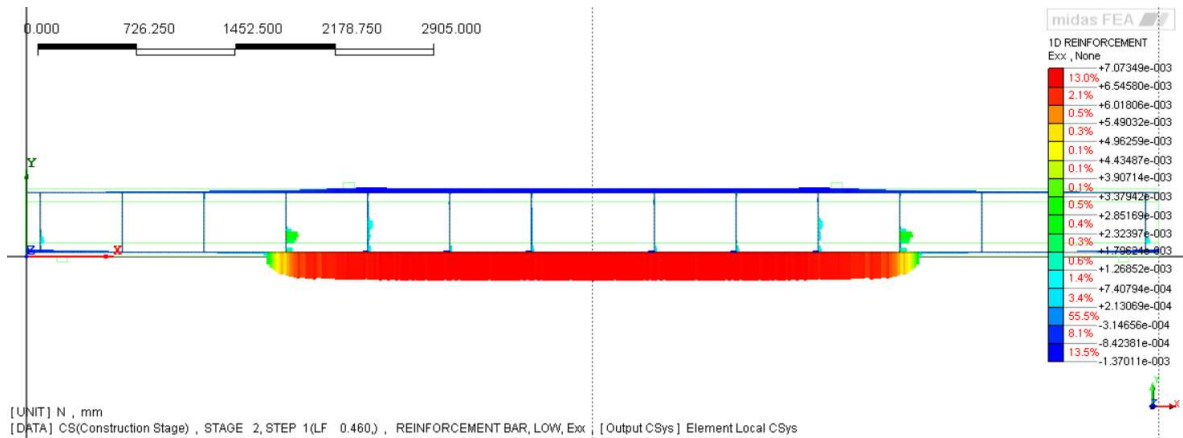


Figura Nro. 66 Deformación máxima en los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H50CS).
Unidades: Adimensional

La deformación máxima para la armadura activa corresponde a 0.00707.

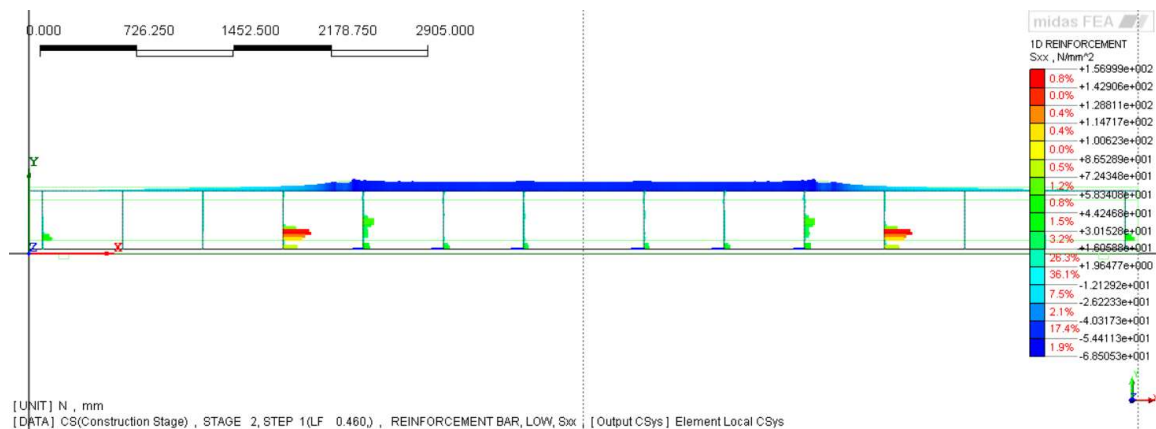


Figura Nro. 67 Máxima sollicitación en la armadura transversal en el paso de carga de falla (H50CS).
Unidades: [N/mm²]

Como se visualiza en la imagen, dos son los estribos que reciben la máxima sollicitación antes de la falla, con una tensión de tracción igual a 157 MPa.

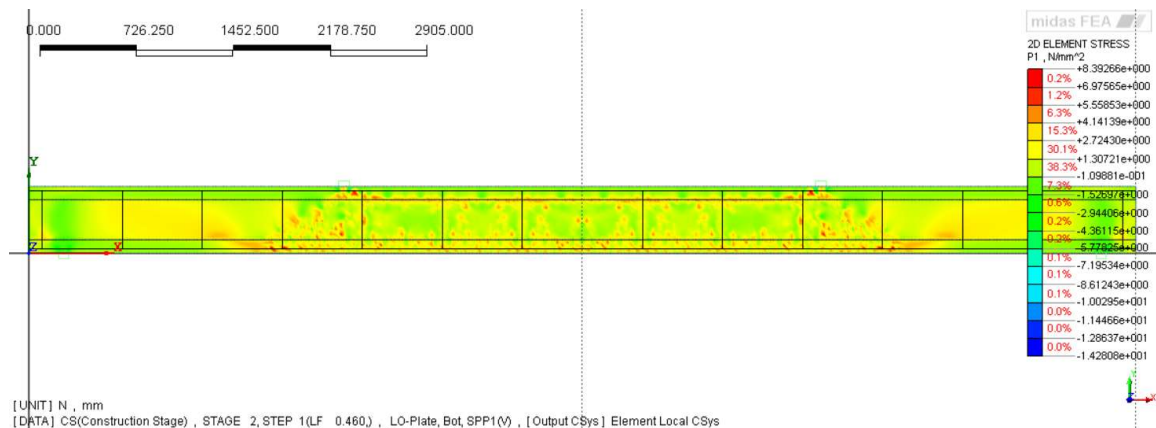


Figura Nro. 68 Distribución de tensiones de tracción en el hormigón en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: [N/mm²]

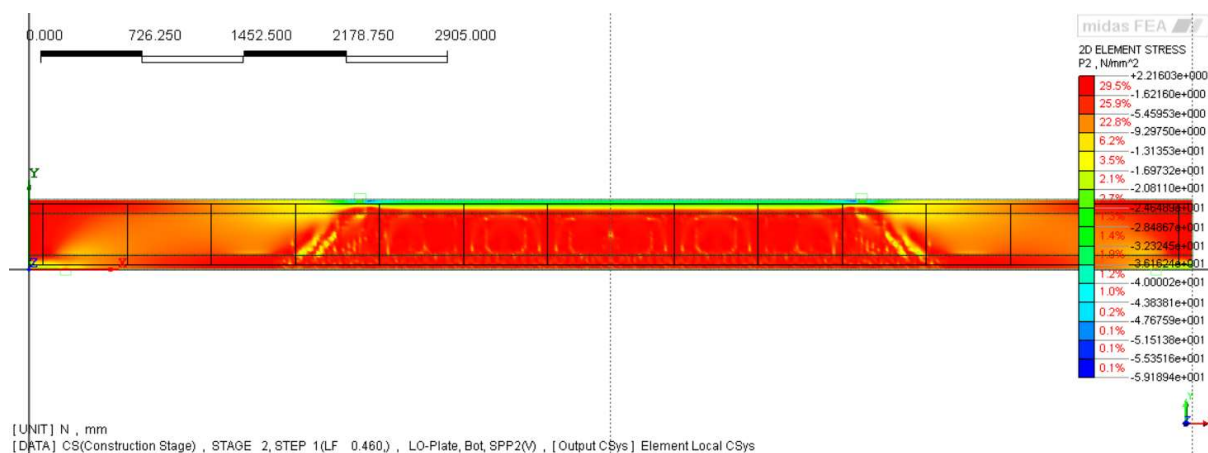


Figura Nro. 69 Distribución de tensiones de compresión en el hormigón en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: [N/mm²]

Para el hormigón, las tensiones de tracción alcanzan un valor máximo de 8.4 MPa, mientras que las de compresión llegan a 59.2 MPa. Tal y como se observa, las máximas tensiones alcanzadas marcan la inclinación y la posición de las fisuras que derivan en el posterior fallo del elemento, que por su orientación describen un fallo a cortante.

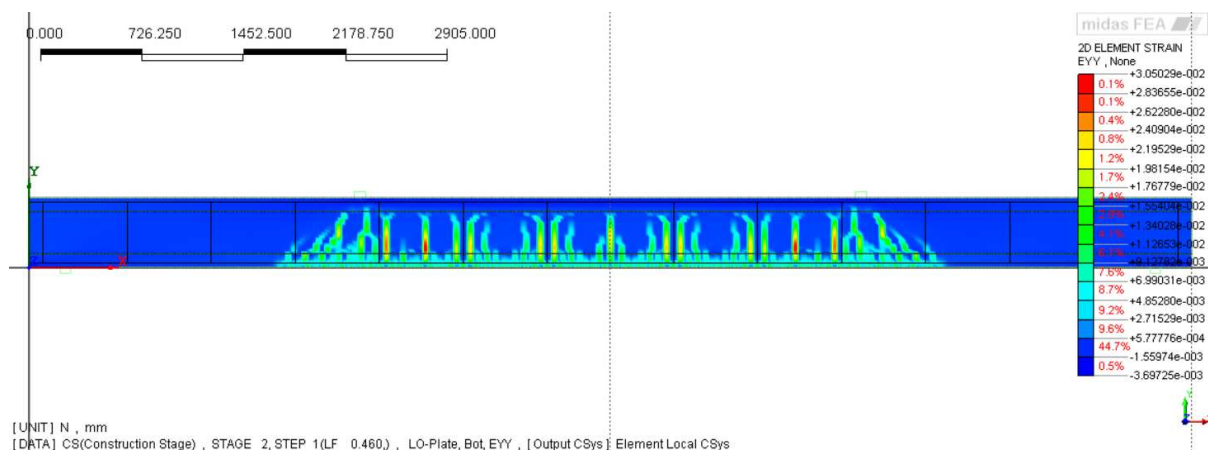


Figura Nro. 70 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (H50CS). Unidades: Adimensional

La deformación máxima alcanzada por el hormigón en el paso de carga de falla para el eje de las ordenadas tiene un valor de 0.0305.



Figura Nro. 71 Comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla. (H50CS). Unidades: [mm]

La Tabla Nro. 44 presenta un resumen de los resultados obtenidos por midas FEA, mismos que serán útiles como referencia para los resultados de los ensayos reales en el desarrollo de la campaña experimental.

Tabla Nro. 44 Resultados obtenidos del modelo en midas FEA (H50CS)

Ref.	Pretensado efectivo FRP	Deformación en tendones	Deformación máx. (centro)	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla	Cortante de falla	Modo de falla
	Pef [kN]	ϵ_{su} [adim.]	ϵ_{cu} [adim.]	acr [mm]	Fcr [kN]	au [mm]	Fu [kN]	Vu [kN]	
H50CS	550.000	0.007073	0.000070	15.640	243.862	123.206	380.539	190.270	Cortante

5.3 Modelo H20CF

El diagrama Carga-Desplazamiento de la Figura Nro. 72 presenta el comportamiento no lineal de la viga modelada. La fisuración del elemento ocurre para una carga de fisuración de 144 kN. y una deflexión en el centro de vano de 8 mm. El tramo post-fisuración muestra una ligera caída para una fuerza aproximada de 170 kN., a partir de ahí se visualiza una recuperación en su desarrollo con la misma pendiente que al inicio del tramo post-fisuración. La carga última que ocasiona el fallo del elemento es igual a 210.5 kN. para una deflexión de 41 mm.

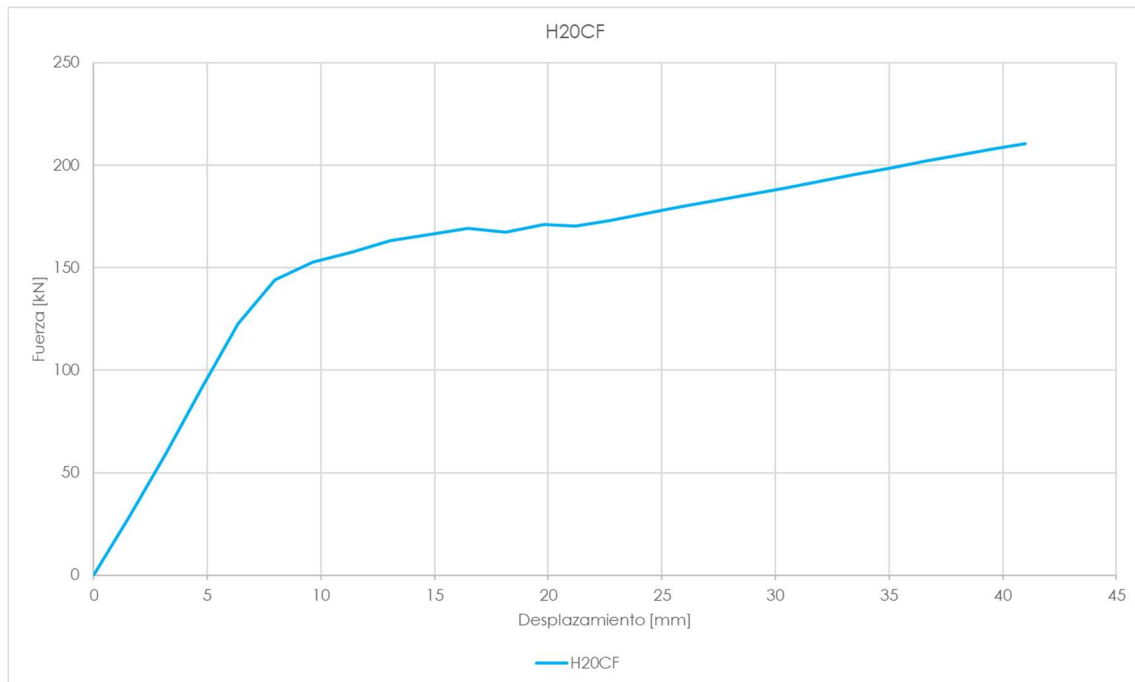


Figura Nro. 72 Diagrama fuerza-desplazamiento (H20CF)

Las Figura Nro. 73, Figura Nro. 74, Figura Nro. 75, Figura Nro. 76, Figura Nro. 77, Figura Nro. 78 y Figura Nro. 79 reflejan el comportamiento del hormigón, tendones y estribos para la carga última de 210.5 kN.

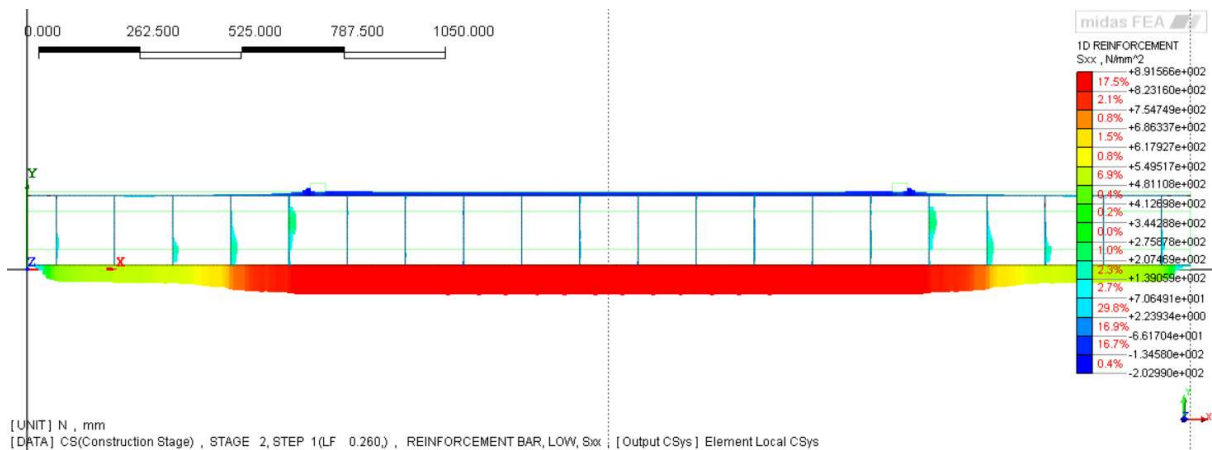


Figura Nro. 73 Distribución de tensiones para los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: [N/mm²]

La sollicitación en los tendones para el paso de carga de falla es de 891.6 kN., equivalente a aproximadamente un 75% de la resistencia última de tracción de los mismos.

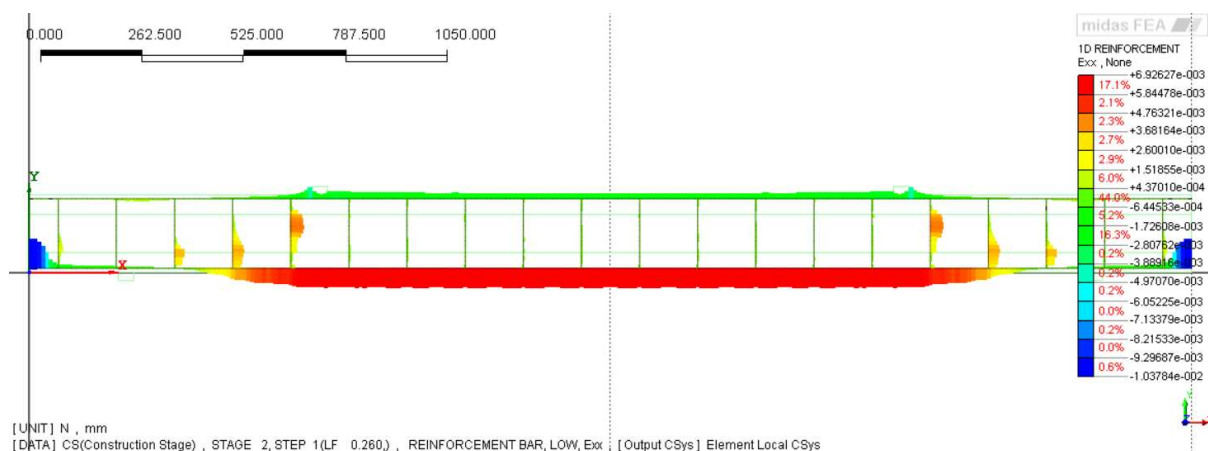


Figura Nro. 74 Deformación máxima en los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H20CF).
Unidades: Adimensional

Para esa solicitación la deformación máxima de la armadura activa es de 0.00693.

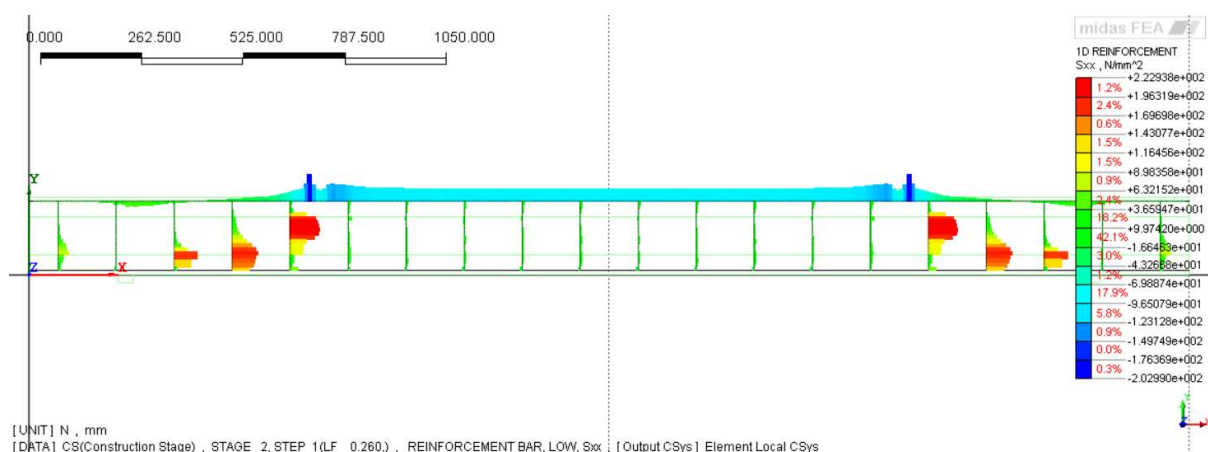


Figura Nro. 75 Máxima solicitación en la armadura transversal en el paso de carga de falla (H20CF).
Unidades: [N/mm²]

Los estribos de GFRP tienen una solicitación máxima de 222.9 MPa. La posición en la que la solicitación de los estribos es máxima intenta describir la trayectoria de la fisura que da origen al fallo. Es importante añadir que para este paso de carga las barras de BFRP de la parte superior desarrollan una tensión de compresión de 203 MPa.

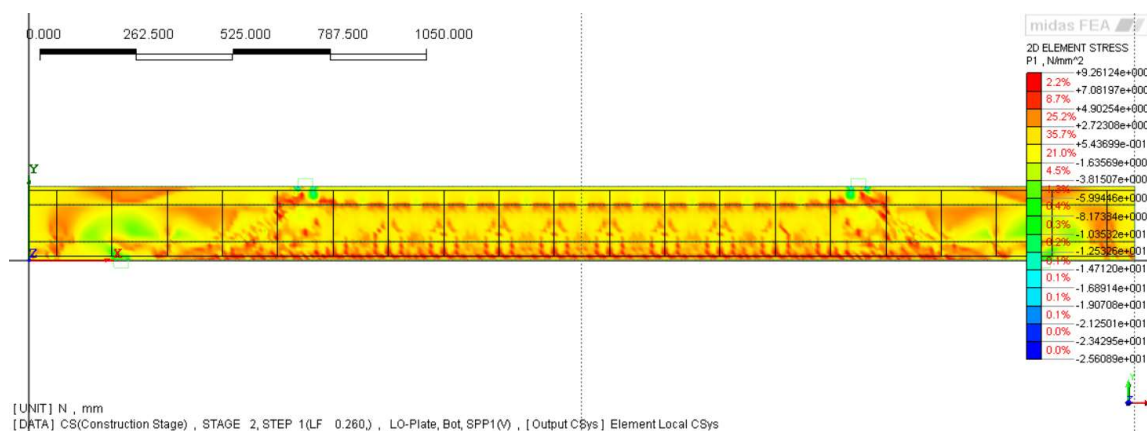


Figura Nro. 76 Distribución de tensiones de tracción en el hormigón en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: [N/mm²]

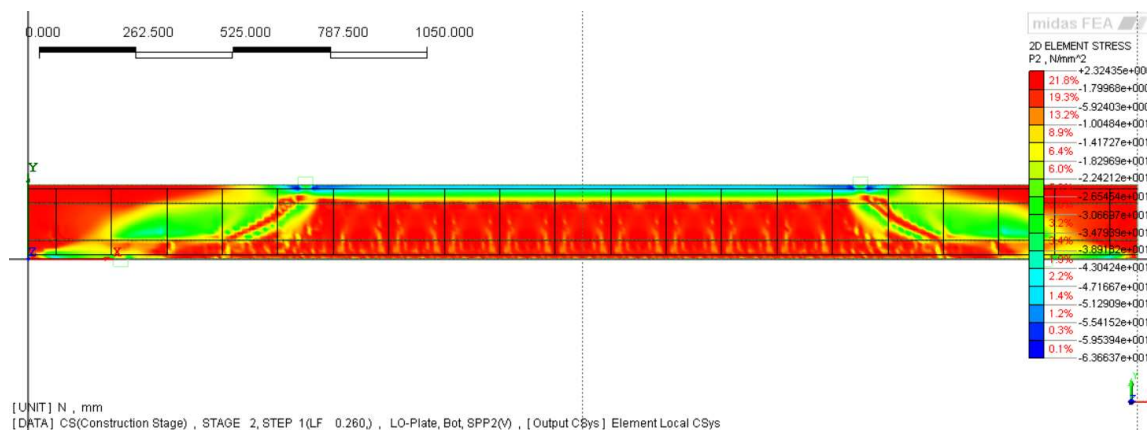


Figura Nro. 77 Distribución de tensiones de compresión en el hormigón en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: [N/mm²]

La tensión máxima de tracción alcanzada en el hormigón es de 9.3 MPa. Por otra parte, la tensión de compresión máxima llega a los 63.7 MPa., excediendo la resistencia media a compresión del hormigón indicando un fallo por aplastamiento de este material.

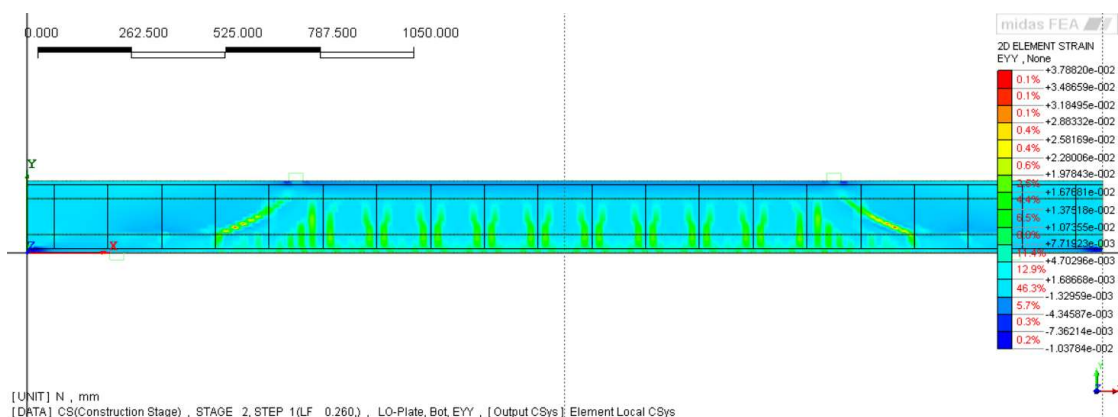


Figura Nro. 78 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (H20CF). Unidades: Adimensional

La deformación en el eje Y para el hormigón en el paso de carga de falla es de 0.0379.



Figura Nro. 79 Comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla. (H20CF). Unidades: [mm]

La Figura Nro. 79 muestra una serie de fisuras inclinadas, siendo la más importante la que se origina en el punto de carga hacia los apoyos. Esta fisura denota un claro fallo del elemento por cortante.

La Tabla Nro. 45 contiene los resultados extraídos del software, referencia para la predicción de los potenciales ensayos reales, considerando el comportamiento no lineal de los elementos cuando se someten a flexión y cortante.

Tabla Nro. 45 Resultados obtenidos del modelo en midas FEA (H20CF)

Ref.	Pretensado efectivo FRP	Deformación en tendones	Deformación máx. (centro)	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla	Cortante de falla	Modo de falla
	Pef [kN]	ϵ_{su} [adim.]	ϵ_{cu} [adim.]	acr [mm]	Fcr [kN]	au [mm]	Fu [kN]	Vu [kN]	
H20CF	185.000	0.006926	0.000130	7.960	143.962	40.998	210.508	105.254	Cortante

5.4 Modelo H20CS

El diagrama Carga-Desplazamiento de la Figura Nro. 80 presenta el comportamiento no lineal de la viga modelada. El diagrama tiene un comportamiento atípico puesto que el desarrollo del tramo elástico-lineal del elemento no es rectilíneo, sino que presenta un cambio de pendiente antes de alcanzar los 40 kN. La fisuración se da para una carga de 77.9 kN y una deflexión de 9.5 mm. para luego continuar con un tramo post-fisuración rectilíneo hasta el punto de falla, con valores para carga última de 181.2 kN. y una deflexión de 16 mm.

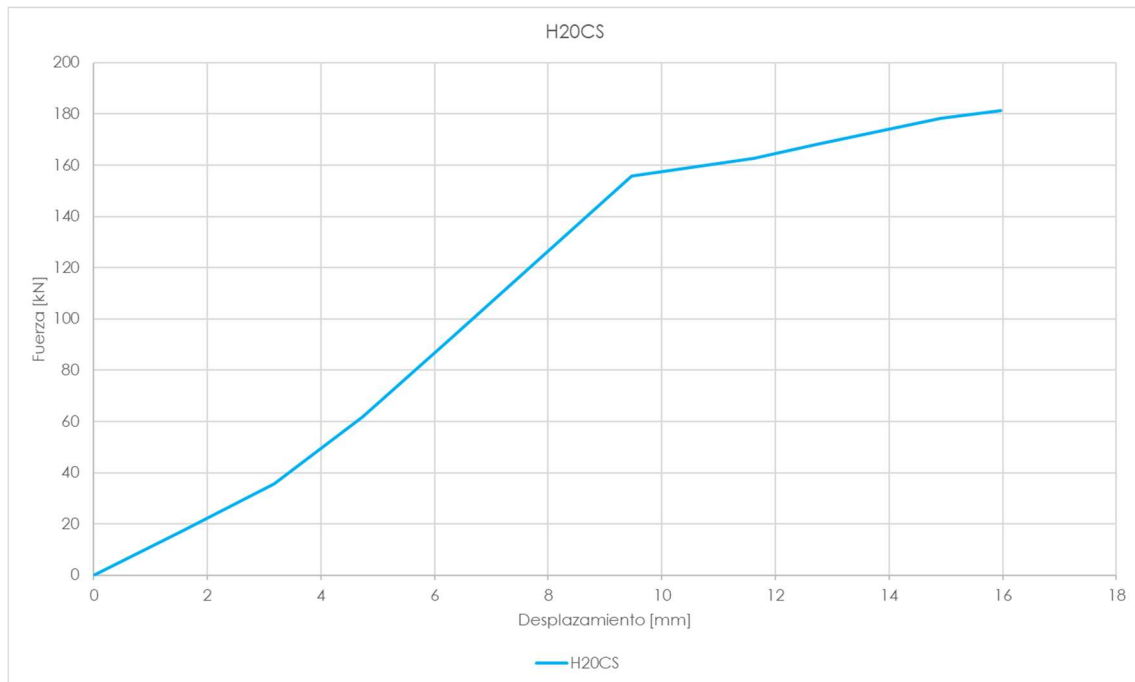


Figura Nro. 80 Diagrama fuerza-desplazamiento (H20CS)

Las Figura Nro. 81Figura Nro. 82Figura Nro. 83Figura Nro. 84Figura Nro. 85Figura Nro. 86Figura Nro. 87 reflejan el comportamiento de la armadura y del hormigón para la carga última de 181.2 kN.

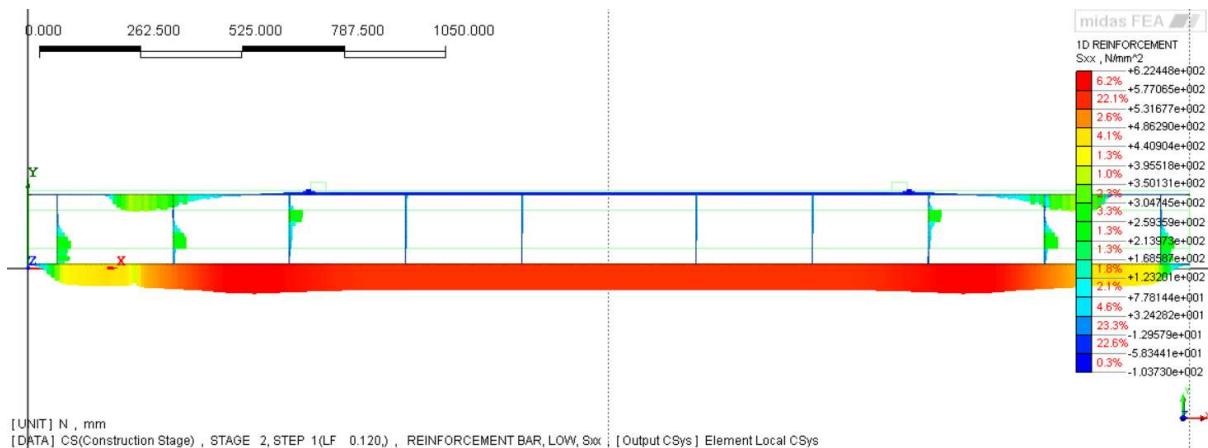


Figura Nro. 81 Distribución de tensiones para los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: [N/mm²]

Los tendones alcanzan una tensión de 622.4 MPa. que es equivalente a un 50% de la capacidad última del material.

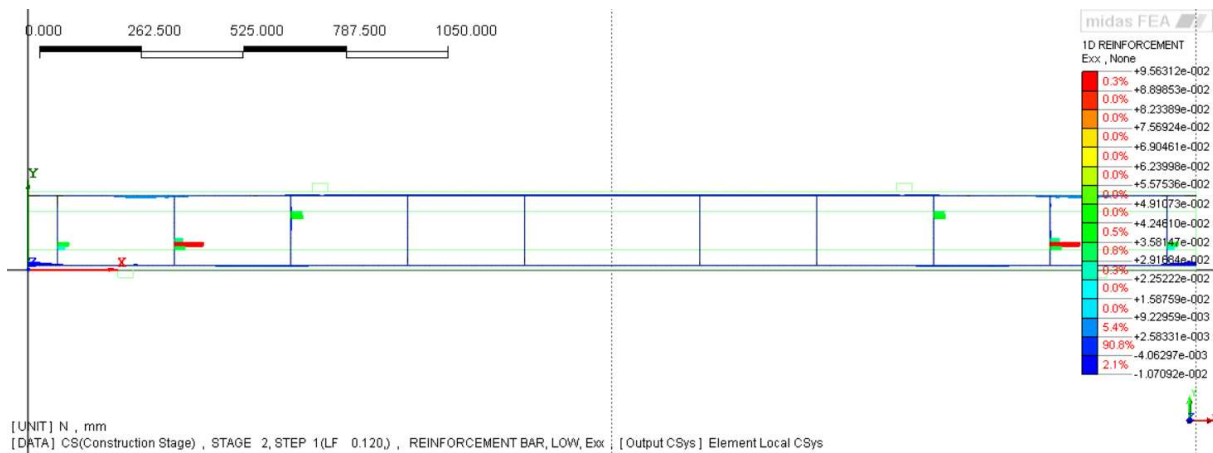


Figura Nro. 82 Deformación máxima en los tendones de BFRP en el paso de carga de falla (H20CS).
Unidades: Adimensional

El fallo súbito de la viga analizada no permite el desarrollo de la deformación de la armadura activa, con valores prácticamente nulos.

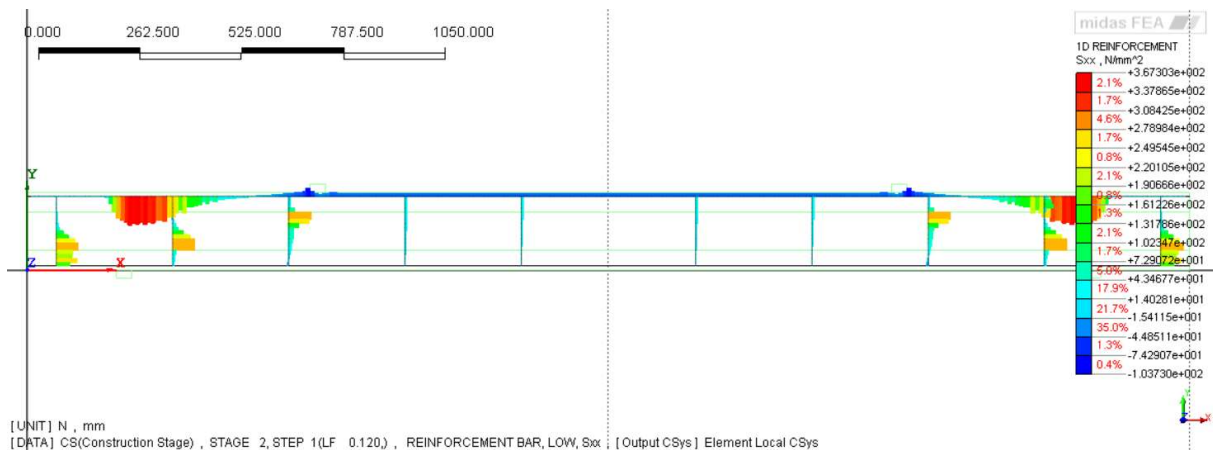


Figura Nro. 83 Máxima sollicitación en la armadura transversal en el paso de carga de falla (H20CS).
Unidades: [N/mm2]

La posición y las tensiones máximas registradas para los estribos de acero inoxidable dan clara muestra del fallo a cortante del elemento, marcando la trayectoria de la fisura que deriva en el fallo. Las barras de BFRP constructivas tienen una sollicitación máxima de 367.3 MPa.

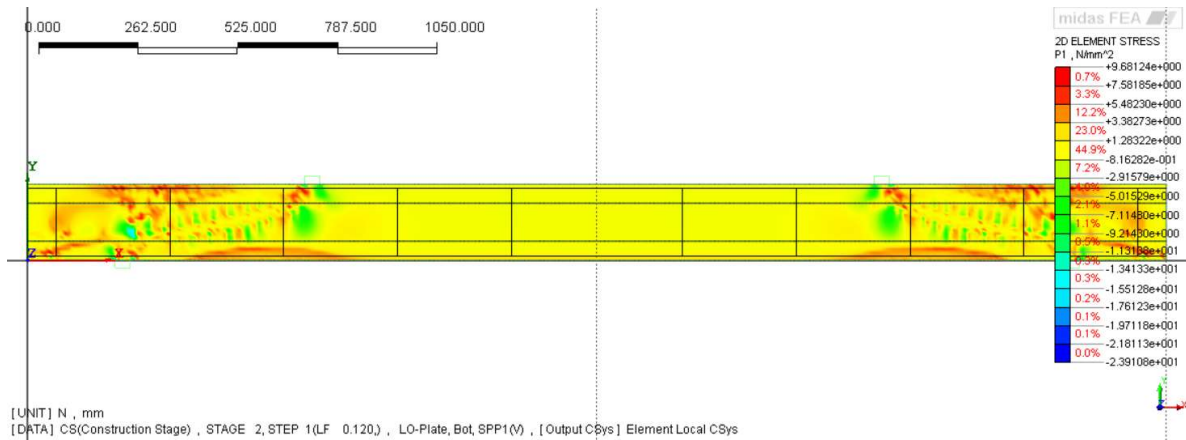


Figura Nro. 84 Distribución de tensiones de tracción en el hormigón en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: [N/mm²]

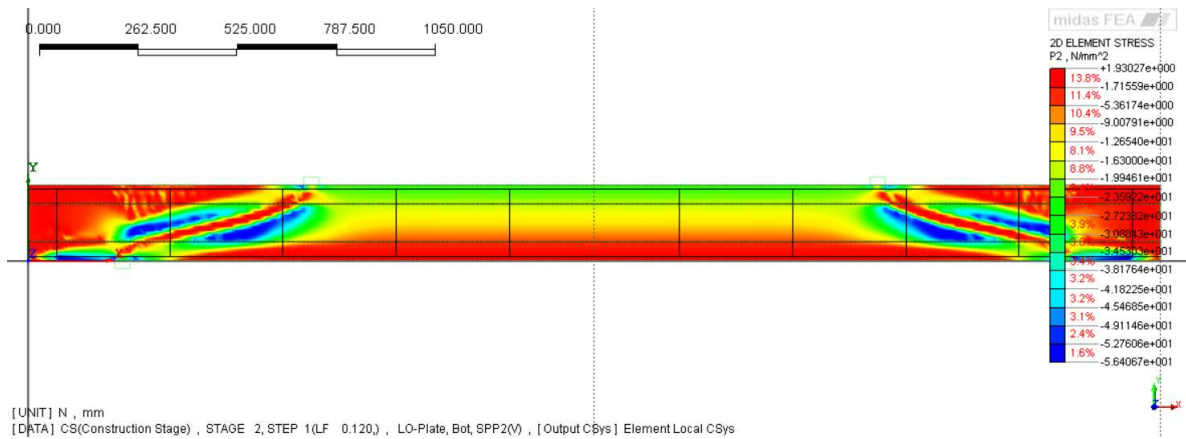


Figura Nro. 85 Distribución de tensiones de compresión en el hormigón en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: [N/mm²]

La tensión máxima de tracción en el concreto es igual a 9.7 MPa., la tensión máxima de compresión es igual a 56.4 MPa.

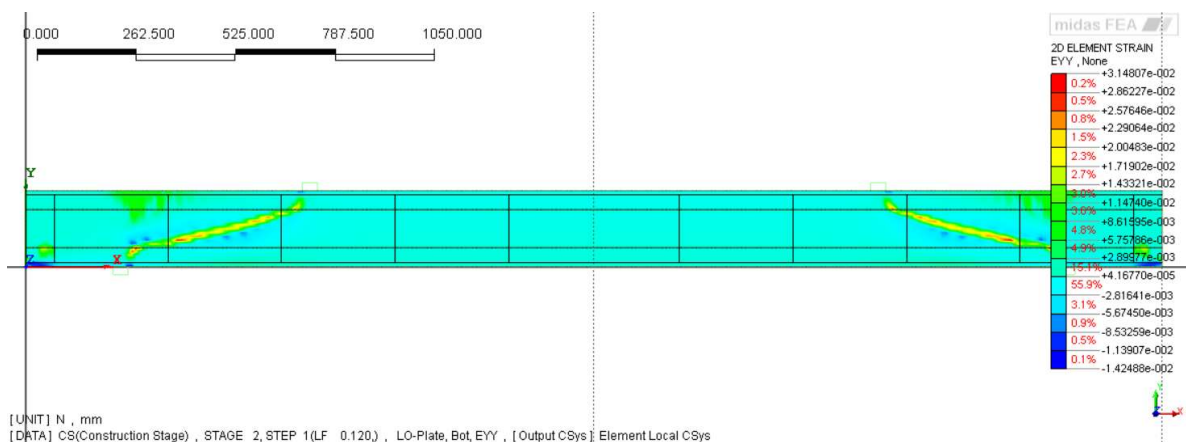


Figura Nro. 86 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (H20CS). Unidades: Adimensional

La deformación máxima alcanzada por el hormigón en el paso de carga de falla tiene un valor de 0.0315.

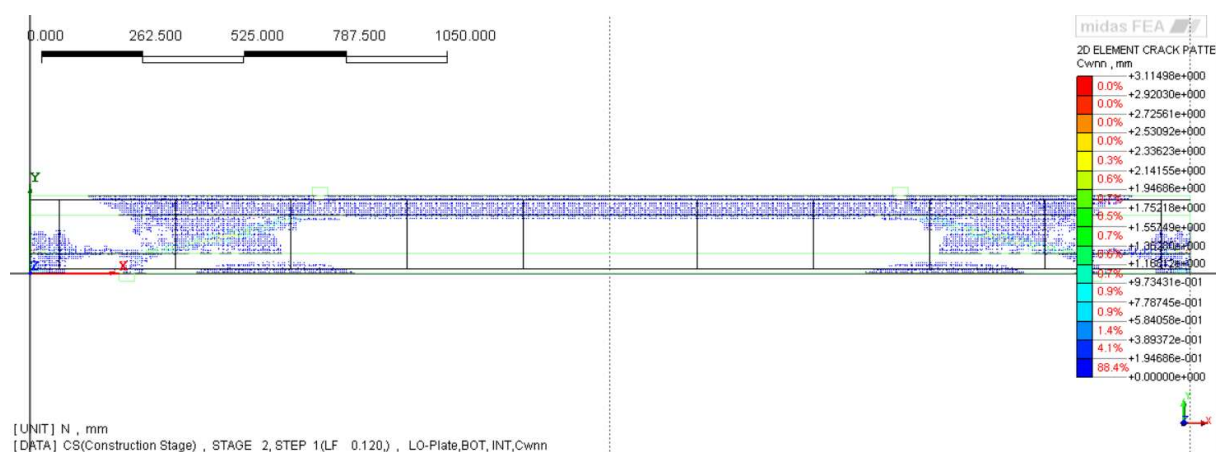


Figura Nro. 87 Comportamiento de fisuración en el paso de carga de falla. (H20CS). Unidades: [mm]

El ancho de fisura registrado más alto es de 3.1 mm., la falla por cortante ilustrada en la Figura Nro. 87 es evidente.

La Tabla Nro. 46 contiene los resultados extraídos del software, referencia para la predicción de los potenciales ensayos reales, considerando el comportamiento no lineal de los elementos cuando se someten a flexión y cortante.

Tabla Nro. 46 Resultados obtenidos del modelo en midas FEA (H20CS)

Ref.	Pretensado efectivo FRP	Deformación en tendones	Deformación máx. (centro)	Deflexión de fisuración	Carga de fisuración	Deflexión máxima	Carga última de falla	Cortante de falla	Modo de falla
	Pef [kN]	ϵ_{su} [adim.]	ϵ_{cu} [adim.]	acr [mm]	Fcr [kN]	au [mm]	Fu [kN]	Vu [kN]	
H20CS	310.000	0.00148496	0.000282	9.471	77.871	15.960	181.188	90.594	Cortante

6. CONCLUSIONES

6.1 Conclusiones

a) Conclusiones sobre el estado del conocimiento

La posible utilización del FRP como armadura tanto activa como pasiva radica en su alta resistencia, bajo peso, que sea un material no corrosivo, que tenga propiedades que lo hacen no magnético y no conductor.

En cuanto al proceso de manufactura la posibilidad de producirlo en varias formas de sección transversal y combinación de materiales, ofrece oportunidades únicas relativas a éstos aspectos, imposibles de conseguir con materiales de acero convencionales.

En cuanto al FRP como armadura de pretensado o como armadura pasiva, una ventaja importante es la capacidad de configurar la armadura para cumplir con los objetivos específicos de rendimiento y diseño.

Resultados de ensayos a cortante y flexión en elementos pretensados de FRP muestran que el comportamiento de vigas con tendones de FRP son comparables a los de las vigas de control pretensadas y reforzadas con acero convencional en estados límite último y de servicio, sin embargo:

- Debido el bajo módulo de elasticidad de GFRP o BFRP en relación al del acero, la flecha en Estado Límite de Servicio podría condicionar el diseño no solo en elementos reforzados sino también en elementos pretensados. El pretensado con armadura de FRP reduce la deformabilidad de elementos estructurales, además de la reducción de la fisuración en número y ancho.
- Cargar barras de BFRP a un 50% de su carga última a tensión generan una relajación aceptable a largo plazo.
- En cortante, vigas pretensadas con BFRP sin armadura de cortante son débiles a cortante a pesar de un ratio luz/canto alto.
- La carga a fatiga no presenta reducción cuando se usa pretensado con CFRP en lugar de acero convencional.

Problemas del pretensado con armadura de FRP son el fallo por efectos de creep y por rotura frágil, el segundo podría reducirse mediante la aplicación de un armado híbrido usando diferentes tipos de armadura de FRP/acero o diferentes niveles de pretensado.

A través de un enfoque del ciclo de vida, se pueden evaluar los diferentes costos (económicos, ambientales y sociales) de las estructuras pretensadas con FRP. Una hipótesis a validar considera la posibilidad de que el costo total, incluidos los costos a largo plazo debido a la menor corrosión, será menor al costo de las estructuras convencionales.

A pesar de la factibilidad a nivel técnico de la construcción de elementos reforzados con armadura activa de FRP, la falta de normativas oficiales de los mismos impide

que este material pueda utilizarse en mayor medida y pueda promoverse aún más su conocimiento.

Los materiales más ligeros y el pre-montaje de formas complejas podrían mejorar la constructibilidad y la eficiencia en la construcción. En la actualidad, el costo elevado de los materiales de FRP hace que su uso se limite a las aplicaciones en las que las características únicas del material sean las más adecuadas. La eficiencia en la construcción y la reducción de los costos de fabricación ampliarán su mercado potencial.

Es realmente necesaria la definición de las bases de diseño para elementos pre y postensados con armadura activa de FRP, con o sin estribos de FRP y con fibras no metálicas, incluyendo elementos parcialmente pretensados, esto es posible a través del desarrollo de modelos mecánicos de resistencia que reproduzcan el comportamiento observado experimentalmente, contribuyendo al establecimiento de las bases de diseño de elementos pretensados con FRP.

b) Conclusiones sobre la validación del modelo numérico

La validación de resultados es una tarea compleja que requiere de un proceso iterativo, a pesar de la basta bibliografía, cuando los datos de los ensayos no son suficientes, el proceso iterativo puede volverse muy tedioso, también debido a la gran influencia de parámetros como el tamaño del elemento o el número de iteraciones y pasos de carga que se consideren.

Subrayando lo anterior, los datos de las propiedades de los materiales y las características propias del ensayo deben ser precisos para la simulación, más cuando el modo de fallo corre el riesgo de ser muy fino, porque puede derivar en resultados confusos.

La adherencia perfecta considerada en las simulaciones no existe y puede en algún caso, variar el resultado final, por eso es necesario conocer el grado de adherencia entre la armadura y el hormigón, ausente en todos los ensayos revisados.

En relación a esto, será entonces necesario saber cuál el pretensado efectivo, en el que se consideren las pérdidas, considerando para esto importante tener conocimiento del anclaje.

Se recomienda hacer pruebas para conocer con precisión las propiedades mecánicas los tendones y del hormigón, también es necesario realizar un control estricto durante las pruebas a los anclajes y al comportamiento de los tendones de pretensado.

Existe una diferencia significativa cuando se escoge el modelo de fisura, no tanto en vigas armadas con estribos, pero ante la ausencia de ellos pueden verse resultados muy parecidos a los expresados en la Figura Nro. 14. En el caso de un modelo de fisura fija es necesario escoger cuidadosamente el parámetro de retención de cortante, que en función de las referencias bibliográficas y los modelos simulados oscilará entre 0.3 y 0.5.

La rigidez en el tramo elástico lineal que se observa en las gráficas carga-desplazamiento o tensión-deformación no cambia sin importar el modelo de fisura escogido, lógicamente por no existir la existencia de fisuración.

Simular los puntos de apoyo con sólidos o elementos bidimensionales, en el caso de problemas de tensión plana, con el agregado de que sus materiales sean infinitamente elásticos evitan fallas atribuidas al punzonamiento o a cargas concentradas generadas por cargas puntuales inexistentes en la realidad.

Los ensayos reales en el proceso de validación exhiben una pérdida de rigidez en el tramo elástico-lineal que no se consigue mediante la simulación numérica, esto es porque el software midas FEA se basa en una descripción simplificada de su comportamiento. Una causa de esta variación sería la suposición de una adherencia perfecta entre tendones y hormigón. La disposición del agregado y la microestructura del hormigón también afectan la verdadera rigidez del material. El descenso en los apoyos también podría ser influyente, a pesar de ello aun modificando el módulo de elasticidad de los mismos en el software no se consigue un cambio considerable.

Se exhibe en una gran mayoría de los casos una caída de tensión importante en la transición entre el tramo elástico-lineal y el inicio de la fisuración para cuando se modela con la resistencia a tracción real del hormigón. El reducir la tensión de tracción del hormigón permite evitar esta caída de tensión y conseguir el desarrollo suavizado real en las gráficas carga-desplazamiento y tensión-deformación.

c) Conclusiones sobre la predicción de los resultados de los ensayos experimentales de elementos pretensados con FRP

El diseño preliminar no condujo en todos los casos al modo de fallo perseguido, éste es el caso de la viga H20CF diseñada para fallar a flexión pero que termina desarrollando un fallo por cortante.

Las tensiones localizadas en los estribos, principalmente ante un desarrollo de daño a cortante describen la trayectoria de la fisura que deriva en la falla del elemento.

El cambio de pendiente en el diagrama Carga-Desplazamiento de la viga H20CS, que supondría el tramo elástico lineal, podría atribuirse a una apertura de fisuras en la parte superior del elemento en la fase de precompresión, mismas que se cerrarían ante la progresiva aplicación de la carga.

6.2 Futuras líneas de investigación

Tras la definición de la campaña experimental expuesta en este documento y la predicción de los resultados de la misma a través de la simulación numérica, resulta útil la realización de los ensayos propuestos.

Es imperativo desarrollar dispositivos de anclaje eficientes, específicos para elementos pretensados con FRP, tanto pretesos como postesos. Es también importante la definición de la longitud de desarrollo en el caso de elementos pretensados.

Elaboración de códigos y normativas oficiales de diseño de elementos pretensados con armadura de FRP. Tanto métodos de pretensado como procedimientos deben ser mejorados para incrementar las aplicaciones prácticas.

7. BIBLIOGRAFÍA

- A. Belarbi, M. R. (2018). Prestressing concrete with CFRP Composites for Sustainability and Corrosion - Free Applications. *MATEC Web of Conferences* 149, 01010 (CMSS2017), 2.
- Abdelrahman, A., & Rizkalla, S. (1997). Serviceability of Concrete Beams Prestressed by Carbon Fiber-Reinforced Plastic Bars. *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 4, 447-457.
- Abdelrahman, A., Tadros, G., & Rizkalla, S. (1995). Test Model for the First Canadian Smart Highway Bridge. *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 4, 451-458.
- ACI Committee 215. (1992). *ACI 215R: Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading*. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute.
- ACI Committee 440. (2004). *ACI 440.4R-04 (Reapproved 2011): Prestressing Concrete Structures with FRP tendons*. Farmington Hills, U.S.A.: American Concrete Institute.
- ACI Committee 440. (2007). *Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*. Farmington Hills, MI: ACI 440R-07.
- ACI-ASCE Committee 447. (2018). *Report on the Modeling Techniques Used in Finite Element Simulations of Concrete Structures Strengthened Using Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Materials*. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- Ahlgren, P., & Edwijn, J. (2017). *Flexural Strengthening of Concrete Structures with Prestressed FRP Composite - A Parametric study with Finite Element Modelling*. Gothenburg, Sweden: Chalmers University of Technology.
- Al-Mayah, A., Soudki, K., & Plumtree, A. (2001). Experimental and Analytical Investigation of a Stainless Steel Anchorage for CFRP Pretensioning Tendons. *PCI Journal*, V. 46, No. 2, 88-100.

- Arockiasamy, M., Sowrirajan, R., Shahawy, M., & Beitleman, T. (1995). Repair of Damaged Pretensioned Solid Slab Using CFRP Laminates. *Proceedings of the Second International RILEM Symposium Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-2)*, 492-500.
- Ásbjörnsson, J. (2013). *Forpsenntar basalttrefjastangir í steypum bitum*. Reykjavík, Iceland: Reykjavík University.
- Balázs, G., & Borosnyoi, A. (2001). Long-term Behaviour of FRP. (E. Cosenza, G. Manfredi, & A. Nanni, Edits.) *Proceedings of the International Workshop Composites in Construction: A Reality*, 84-91.
- Bank, L. (2006). *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Bashtannik, P., Kabak, A., & Yakovchuk, Y. (2003). The Effect of Adhesion Interaction on the Mechanical Properties of Thermoplastic Basalt Plastics. *Mechanics of Composite Materials*, Volume 39, Issue 1, 85-88.
- Braimah, A. (2000). *Long-Term and Fatigue Behaviour of Carbon Fibre Reinforced Polymer Prestressed Concrete Beams*. Kingston, ON, Canada: Queen's University.
- Braimah, A., Green, M., & Soudki, K. (1998). Polypropylene FRC Bridge Deck Slabs Transversely Prestressed with CFRP Tendons. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, V. 2, No. 4, 149-157.
- Braimah, A., Green, M., Soudki, K., & Clapp, F. (1999). Long-Term Behavior of Concrete Beams Prestressed with Carbon Fiber Tendons. *Proceedings of the Fourth International Conference on FRP in Reinforced Concrete Structures*, 547-558.
- Burgoyne, C. (1992). Tests on beams prestressed with polyaramid tendons. *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, 135-8.
- Burgoyne, C. J. (1988). Engineering Applications of Parafil Rope. *Symposium on Engineering Applications of Parafil Rope*, 39-47.

- Campbell, T., Shrive, N., Soudki, K., Al-Mayah, A., Keatley, J., & Reda, M. (2000). Design and Evaluation of a Wedge-Type Anchor for Fiber Reinforced Polymer Tendons. *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 27, 985-992.
- Casas, J. (2015). *The bridges of the future or the future of bridges?* Barcelona, España: UPC-BarcelonaTech.
- Chen, W., & Han, D. (1988). *Plasticity for structural engineers*. New York: Springer-Verlag.
- Currier, J. (1995). *Deformation of Prestressed Concrete Beams with FRP Tendons*. Master's thesis, University of Wyoming, Department of Civil and Architectural Engineering, Laramie, WY.
- Dolan, C., & Burke, C. (1996). Flexural Strength and Design of FRP Prestressed Beams. *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures—2nd International Symposium*, 383-390.
- Dolan, C., Hamilton, H., Bakis, C., & Nanni, A. (2000). Design Recommendations for Concrete Structures Prestressed with FRP Tendons. *Department of Civil and Architectural Engineering Report DTFH61-96-C-00019*, V. 1.
- Dye, W., Bakis, C., & Nanni, A. (1998). Accelerated Testing of Carbon FRP Tendon-Anchor Systems for Post-Stressed Concrete Applications. *Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction*, V.2, 463-473.
- Ehsani, M., Saadatmanesh, H., & Nelson, C. (1997). Transfer and Flexural Bond Performance of Aramid and Carbon FRP Tendons. *PCI Journal*, V. 42, No. 1, 76-86.
- Fam, A., Rizkalla, S., & Tadros, G. (1997). Behavior of CFRP for Prestressing and Shear Reinforcements of Concrete Highway Bridges. *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 1, 77-86.
- Feenstra, P., de Borst, R., & Rots, J. (1991). A comparison of different crack models applied to plain and reinforced concrete. En A. Bakker, J. Rotts, & J. van Mier,

- Fracture Processes in Concrete, Rock and Ceramics* (págs. 629-638). Noordwijk: E & FN SPON.
- fib, I. F. (2007). FRP reinforcement in RC structures. *Technical Report Bulletin 40*.
- fib, I. F. (2013). *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Federal Republic of Germany: CPI Books GmbH – Ebner & Spiegel.
- Floros, D., & Ingason, O. (2013). *Modelling and simulation of reinforced concrete - Coupled analysis of imperfectly bonded reinforcement in fracturing concrete*. Göteborg, Sweden: Chalmers University of Technology.
- GangaRao, H., & Vijay, P. (1997). Aging of Structural Composites under Varying Environmental Conditions. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structure: Proceeding of the Third International Symposium, V. 2*, 91-98.
- Gdoutos, A., Pilakoutas, K., & Rodopoulos, C. (2000). *Failure Analysis of Industrial Composite Materials*. McGraw-Hill.
- Grace, N., & Sayed, G. (1998). Ductility of Prestressed Bridges Using CFRP Strands. *Concrete International*, 20(6), 25-30.
- Gunnarsson, A. (2013). *Bearing capacity, relaxation and finite element simulation for prestressed concrete beams reinforced with BFRP tendons*. Iceland: Reykjavík University.
- Harada, T., Idemitsu, T., Watanabe, A., Khin, M., & Soecha, K. (1993). New FRP Tendon Anchorage System Using Highly Expansive Material for Anchoring. *FIP Symposium 93*, 711-718.
- Harada, T., Soeda, M., Enomoto, T., Tokumitsu, S., Khin, M., & Idemitsu, T. (1997). Behavior of Anchorage for FRP Tendons Using Highly Expansive Material Under Cyclic Loading. (V. I. Proceedings FRPRCS-3, Ed.) *Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures*, 719-726.
- Hollaway, L. (1993). *Polymer Composites for Civil and Structural Engineering*. Glasgow: Blackie Academic & Professional.

- Holte, L., Dolan, C., & Schmidt, R. (1993). Epoxy Socketed Anchors for Non-Metallic Prestressed Tendons. *Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement of Concrete Structures, SP-138*, 381-400.
- Iwamoto, K., Uchita, Y., Takagi, N., & Kojima, T. (1993). Flexural Fatigue Behavior of Prestressed Concrete Beams Using Aramid-Fiber Tendons. *Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures, SP-138, A.*, 509-524.
- Jassal, M., & Ghosh, S. (2002). Aramid fibers - An overview. *Indian Journal of Fibre & Textile Research*.
- Jónsson, B. (2011). *Prestressed BFRP tendons in concrete beams*. Reykjavík, Iceland: Reykjavík University.
- JSCE. (1993). *State-of-the Art Report on Continuous Fiber Reinforcing Materials*. Japanese Society of Civil Engineers, A. Machida, ed., Research Committee on Continuous Fiber Reinforcing Material. Tokyo, Japan: Concrete Engineering Series No. 3.
- Kim, P., & Meier, U. (1991). CFRP Cables for Large Structures. (ASCE, Ed.) *Proceedings of the Specialty Conference on Advanced Composites Materials in Civil Engineering Structures*, 233-244.
- Kim, Y. (2010). Flexural Response of Concrete Beams Prestressed with AFRP Tendons: Numerical Investigation. *Journal of Composites for Construction, Vol. 14, N° 6* ASCE.
- Lees, J., & Burgoyne, C. (1999). Experimental Study of the Influence of Bond on the Flexural Behaviour of Concrete Beams Pretensioned with AFRPs. *ACI Structural Journal, V. 96, No. 3*, 377-385.
- Lopresto, V., Leone, C., & De Iorio, I. (2011). Mechanical characterisation of basalt fibre reinforced plastic. *Composites Part B: Engineering, Volume 42, Issue 4*, 717-723.
- Lou, T., S. L., & A. L. (2016). Time-dependent behavior of concrete beams prestressed with bonded AFRP tendons. *Composites Part B* 97, 1-8.

- Mahmoud, Z., & Rizkalla, S. (1996). Bond of CFRP Prestressing Reinforcement. *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-II)*, 877-884.
- Mahmoud, Z., Rizkalla, S., & Zaghloul, E. (1997). Transfer and Development Length of CFRP Reinforcement. *Proceedings of the 1997 CSCE Annual Conference*, 101-110.
- Maissen, A., & De Smet, C. (1995). Comparison of Concrete Beams Prestressed with Carbon Fibre Reinforced Plastic and Steel Strands. *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*, 379-386.
- Malvar, L., & Bish, J. (1995). Grip Effects in Tensile Testing of FRP Bars. En L. Taerwe, *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete - Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2)*. Ghent: Belgium.
- Marshe, S., & Green, M. (1999). Punching Behaviour of Composite Bridge Decks Transversely Prestressed with Carbon Fibre Reinforced Plastic Tendons. *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 26, No. 5, 618-630.
- Matthys, S., & Taerwe, L. (1998). Long-Term Behaviour of Concrete Slabs Pre-Tensioned with AFRP or Prestressing Steel. (págs. 95-106). Sherbrooke (Quebec), Canada: B. Benmokrane and H. Rahman.
- midasFEA. (2015). Analysis and Algorithm Manual. *midas FEA Advanced Nonlinear and Detail Analysis Program*.
- Mirshekari, M., Donchev, T., Petkova, D., & Limbachiya, M. (2009). *Deformability of Pretensioned PC Beams with BFRP Reinforcement*. London, UK: Kingston University.
- Mirshekari, M., Donchev, T., Petkova, D., & Limbachiya, M. (2015). Influence of the degree of prestressing on the behaviour of BFRP reinforced beams. *FRPRCS-12/APFIS-2015 Joint Conference*, 14-16.
- Myers, J., & Viswanath, T. (2006). *Structures Congress 2006: Structural Engineering and Public Safety*. St. Louis, Missouri, United States: 2006 American Society of Civil Engineers.

- Naaman, A., & Jeong, S. (1995). Structural Ductility of Concrete Beams Prestressed with FRP. *Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), RILEM Proceedings 29 Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, 379-386.
- Nanni, A., Utsunomiya, T., Yonekura, H., & Tanigaki, M. (1992). Transmission of Prestressing Force to Concrete by Bonded Fiber Reinforced Plastic Tendons. *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 3, 335-344.
- Nordin, H. (2005). *Strengthening structures with externally prestressed tendons*. Luleå, Suecia: Luleå University of Technology.
- Parnas, R., Shaw, M., & Qiang, L. (2007). Basalt Fiber Reinforced Polymer Composites. *Technical Report Documentation NETC 03-7 - Institute of Materials Science, University of Connecticut*.
- Patnaik, A. (2009). Applications of Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) Reinforcement for Transportation Infrastructure. *Developing a Research Agenda for Transportation Infrastructure - TRB November 2009*.
- Pearson, M., & Donchev, T. (2013). Experimental Study on the Behavior of Prestressed Concrete Beams with Internal BFRP Reinforcement. *FRPRCS11 UM, Guimarães*.
- Reda Taha, M., & Shrive, N. (2003). New Concrete Anchors for Carbon Fiber-Reinforced Post-Tensioned Tendons—Part 1: State-of-the-Art Review/Design. *ACI Structural Journal*, V. 100, No. 1, 86-95.
- Reda Taha, M., & Shrive, N. (2003). New Concrete Anchors for Carbon Fiber-Reinforced Post-Tensioned Tendons—Part 2: State-of-the-Art Review/Design. *ACI Structural Journal*, V. 100, No. 1, 96-104.
- Rijkswaterstaat Ministry of Infrastructure. (2016). *Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures*. Netherlands.
- Rodríguez Santana, F. (2016). *Comportamiento no lineal de vigas isostáticas de hormigón parcialmente pretensado*. Barcelona, España: Universidad Politécnica de Cataluña.

- Sayed-Ahmed, E., & Shrive, N. (1998). A New Steel Anchorage System for Post-Tensioning Applications using Carbon Fiber Reinforced Plastic Tendons. *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 25, No. 1, 113-127.
- Selby, R., & Vecchio, F. (1993). *Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete*. Toronto, Canada: University of Toronto, Department of Civil Engineering.
- Shaheen, E. (2004). *Carbon Fiber Reinforced Reactive Powder Concrete Anchorage System*. Calgary, Alberta, Canada: University of Calgary.
- Shehata, E. (1999). *Fibre-Reinforced Polymer (FRP) for Shear Reinforcement in Concrete Structures*. PhD thesis, University of Manitoba, Winnipeg, MB, Canada.
- Sonobe, Y., Fukuyama, H., Okamoto, T., Kani, N., Kimura, K., Kobayashi, K., . . . Teshigawara, M. (1997). Design Guidelines of FRP Reinforced Concrete Building Structures. *Journal of Composite for Construction, ASCE*, V. 1, No. 3, 90-115.
- Soudki, K. (1998). FRP reinforcement for prestressed concrete structures. *Progress in Structural Engineering and Materials 1998 Vol I(2)*, 135-142.
- Soudki, K., Green, M., & Clapp, F. (1997). Transfer Length of Carbon Fiber Rods in Precast Pretensioned Concrete Beams. *PCI Journal*, V. 42, No. 4, 78-87.
- Taerwe, L., & Pallemans, I. (1995). Force Transfer of AFRP Bars in Concrete Prisms. *Proceedings of the 2nd International RILEM Symposium*, 154-163.
- Täljsten, B., Blanksvärd, T., & Sas, G. (2016). *Kompositförestärkning av Betong (Bulls Graphics AB)*. Suecia: Svensk Byggtjänst.
- Tung, D., & Campbell, T. (2002). *Ductility of Pretensioned Concrete Beams with Hybrid FRP/Stainless Steel Reinforcements*. Montreal, QC, Canada: 4th Structural Specialty Conference.
- Vecchio, F., & Collins, M. (1993). Compression Response of Cracked Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 12, 3590-3610.
- Wei, B., Cao, H., & Song, S. (2010). Tensile behavior contrast of basalt and glass fibers after chemical treatment. *Materials & Design, Volume 31, Issue 9*, 4244-4250.

- Younes, T., Al-Mayah, A., & Topper, T. (2017). Fatigue performance of prestressed concrete beams using BFRP bars. *Construction and Building Materials* 157, 313-321.
- Zoghi, M. (2013). *The International Handbook of FRP Composites in Civil Engineering* (Primera ed.). Boca Raton: CRC Press.

ANEXOS

A1. Gráficas de resultados extraídas de midas FEA

Modelo 1 – JON_A2

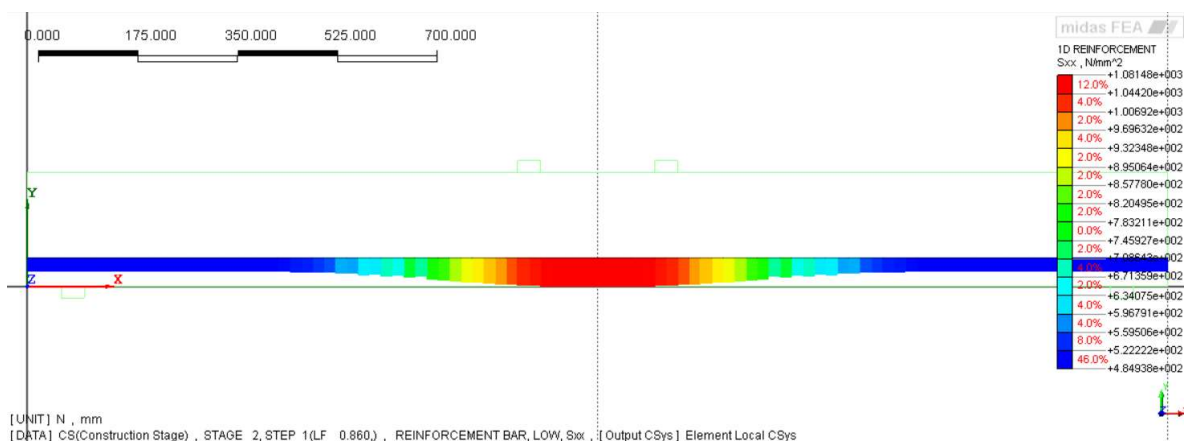


Figura Nro. 88 Distribución de tensiones para ambos tendones de BFRP en el paso de carga de falla (JON_A2)

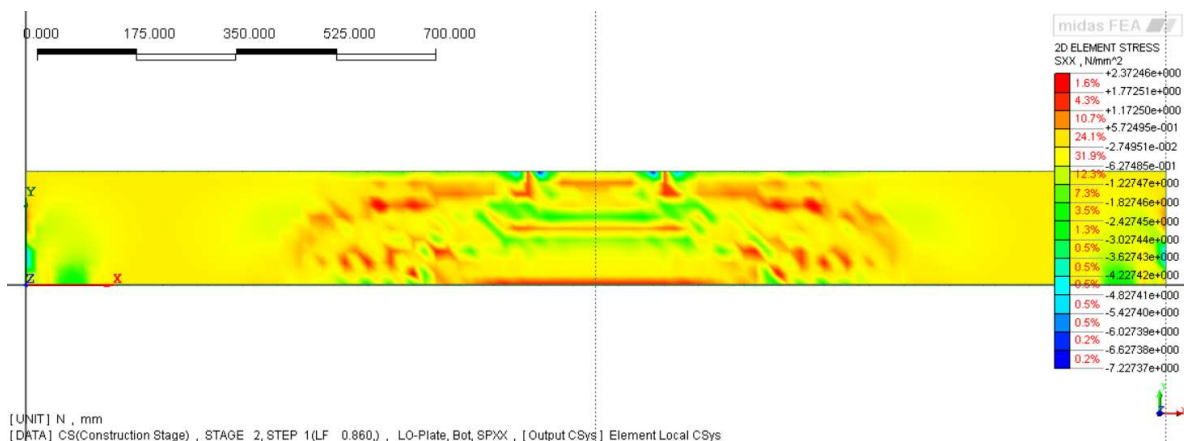


Figura Nro. 89 Distribución de tensiones en el hormigón (eje X) en el paso de carga de falla (JON_A2)

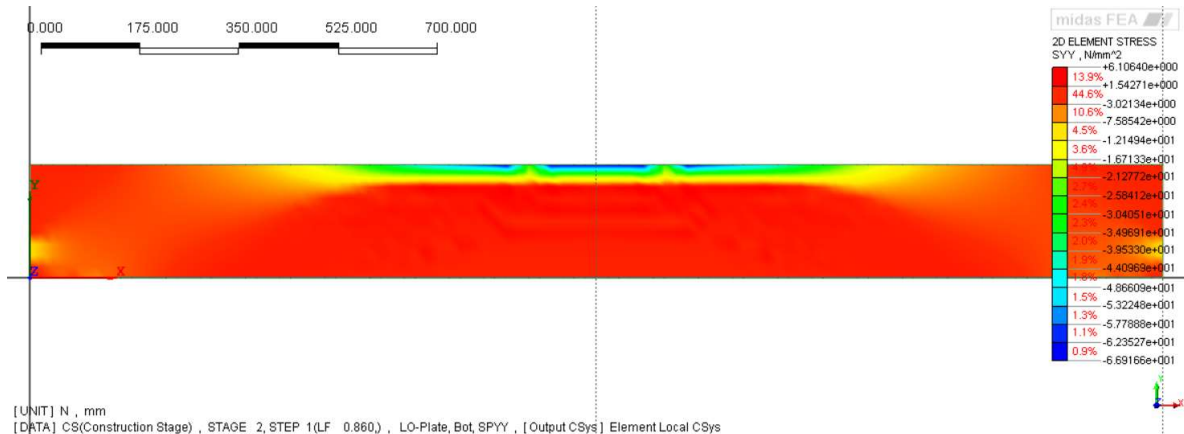


Figura Nro. 90 Distribución de tensiones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (JON_A2)

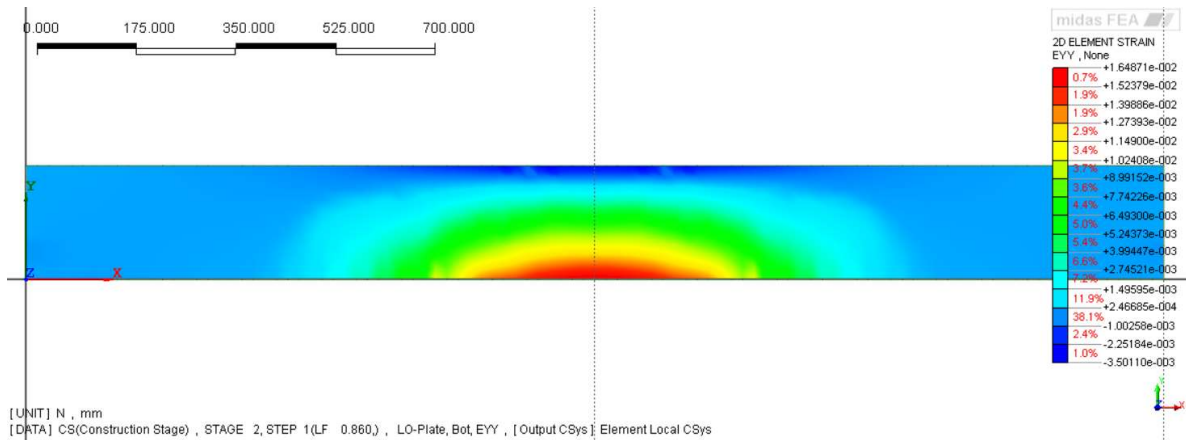


Figura Nro. 91 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (JON_A2)

Modelo 2 – ABS_A3

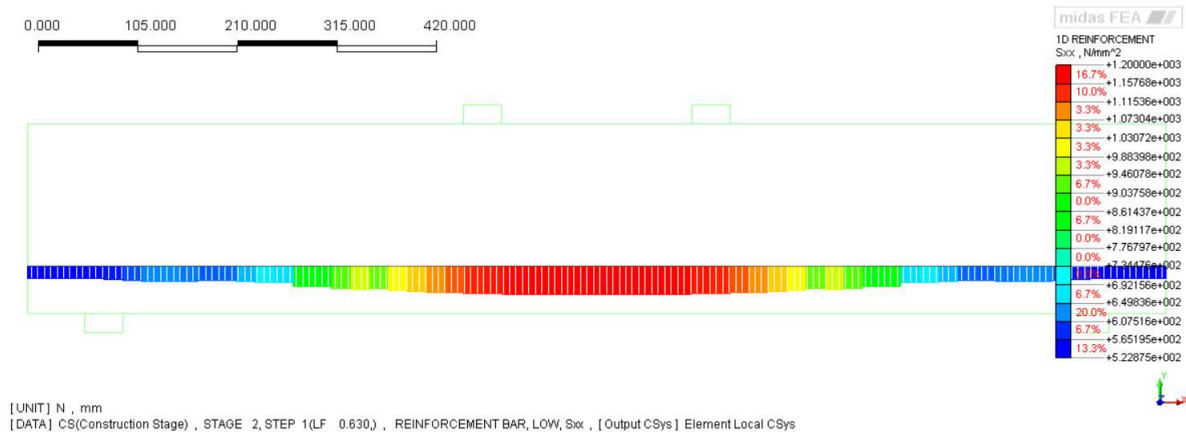


Figura Nro. 92 Distribución de tensiones para ambos tendones de BFRP en el paso de carga de falla (ABS_A3)

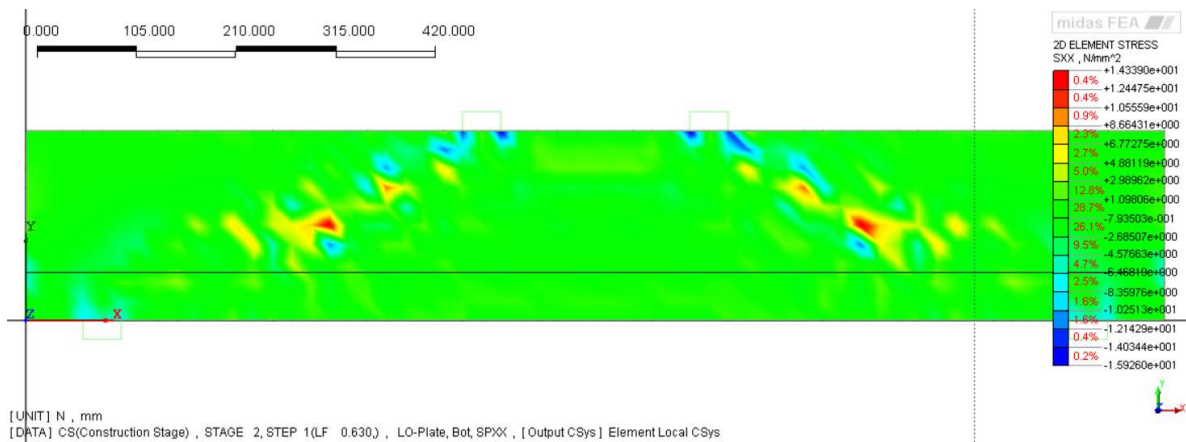


Figura Nro. 93 Distribución de tensiones en el hormigón (eje X) en el paso de carga de falla (ABS_A3)

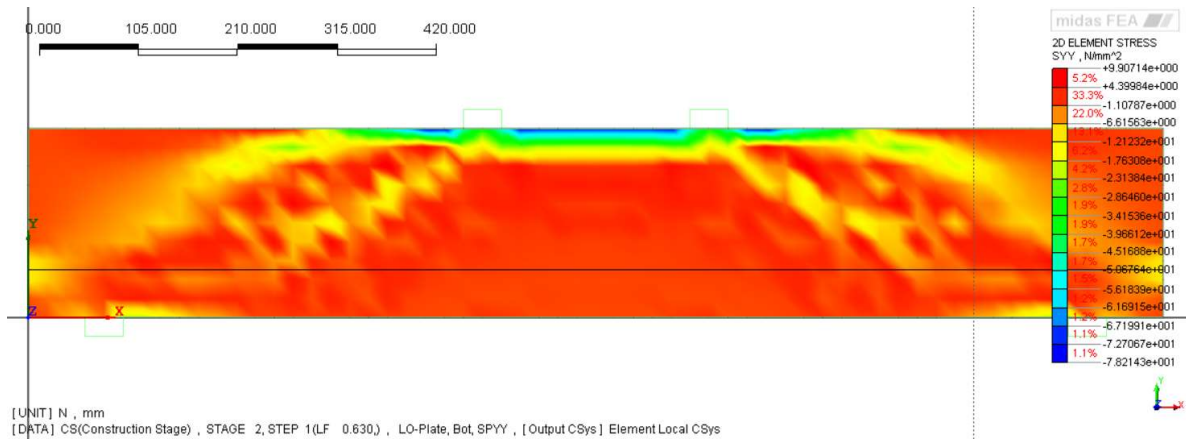


Figura Nro. 94 Distribución de tensiones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (ABS_A3)

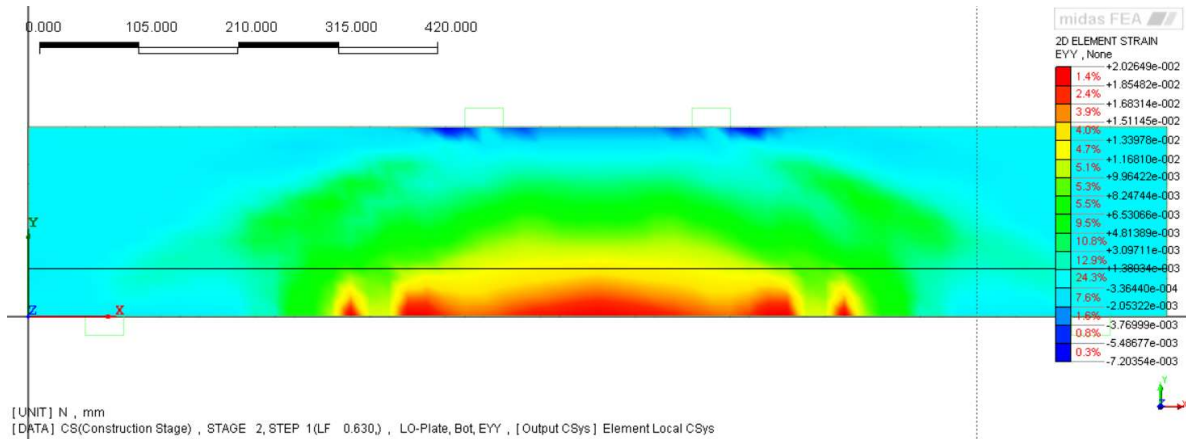


Figura Nro. 95 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (ABS_A3)

Modelo 3 – ABS_A4

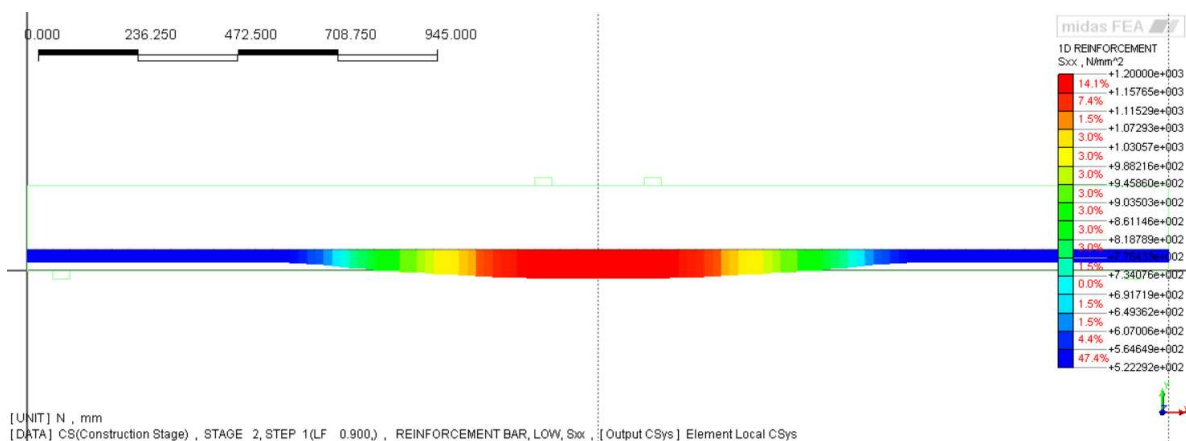


Figura Nro. 96 Distribución de tensiones para ambos tendones de BFRP en el paso de carga de falla (ABS_A4)

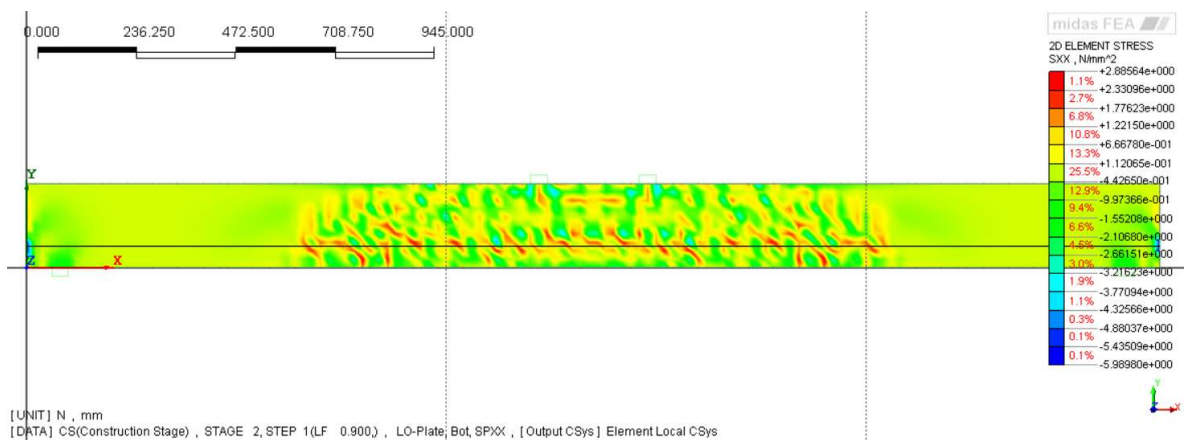


Figura Nro. 97 Distribución de tensiones en el hormigón (eje X) en el paso de carga de falla (ABS_A4)

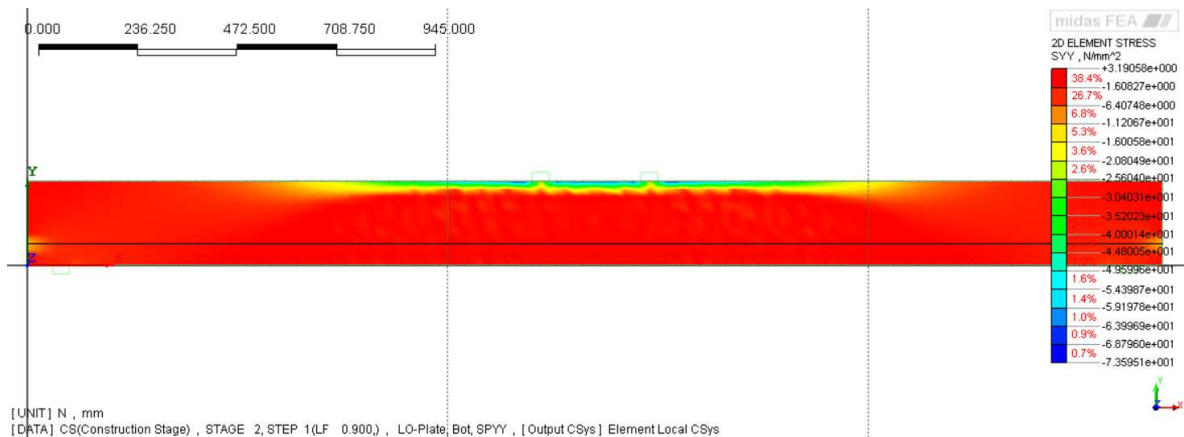


Figura Nro. 98 Distribución de tensiones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (ABS_A4)

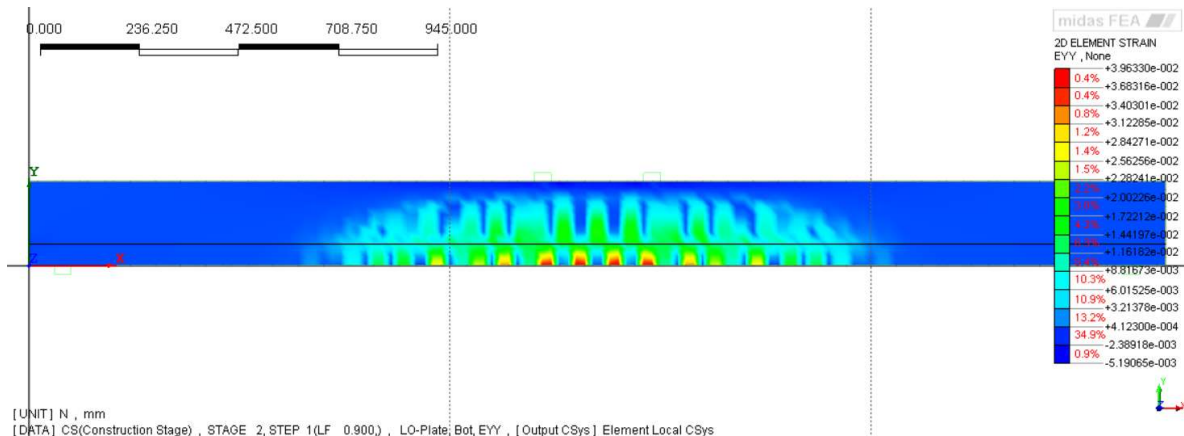


Figura Nro. 99 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (ABS_A4)

Modelo 4 – MIR_B30

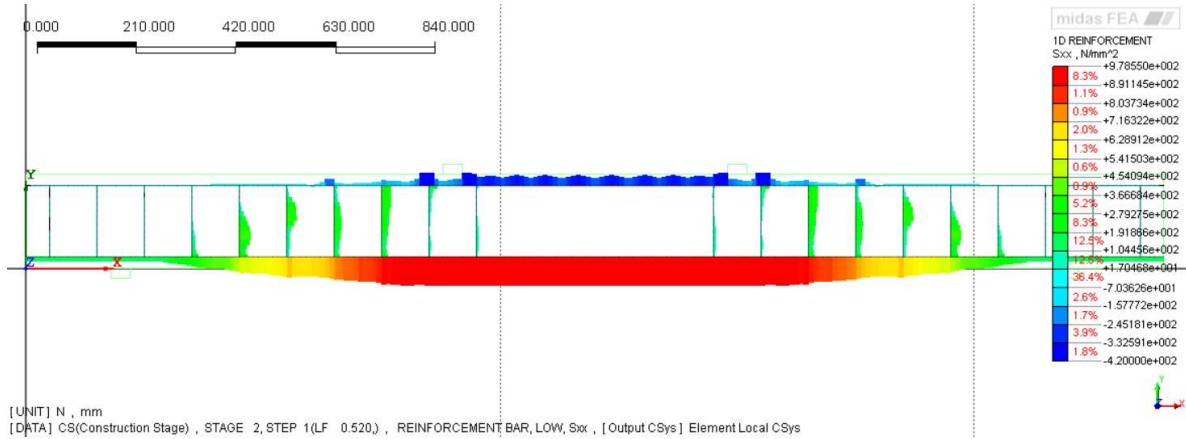


Figura Nro. 100 Distribución de tensiones para ambos tendones de BFRP en el paso de carga de falla (MIR_B30)

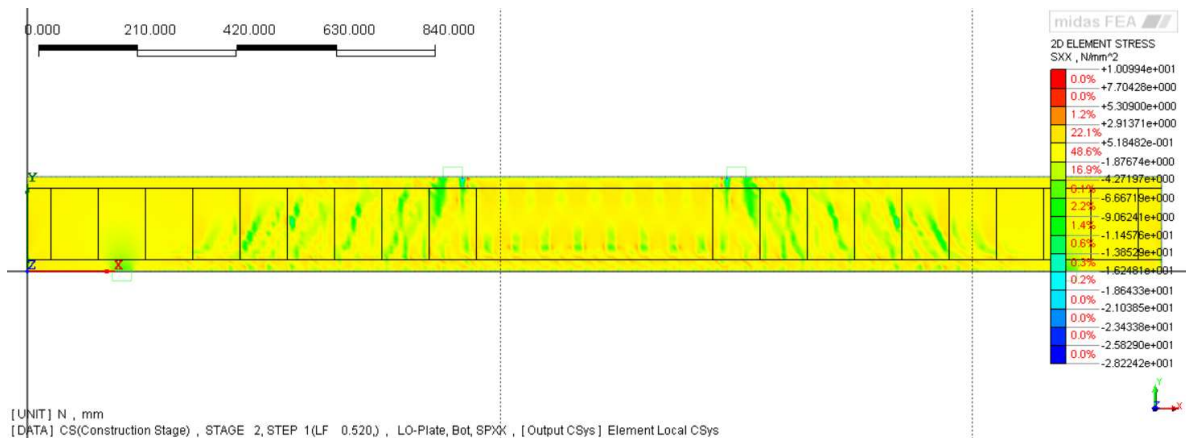


Figura Nro. 101 Distribución de tensiones en el hormigón (eje X) en el paso de carga de falla (MIR_B30)

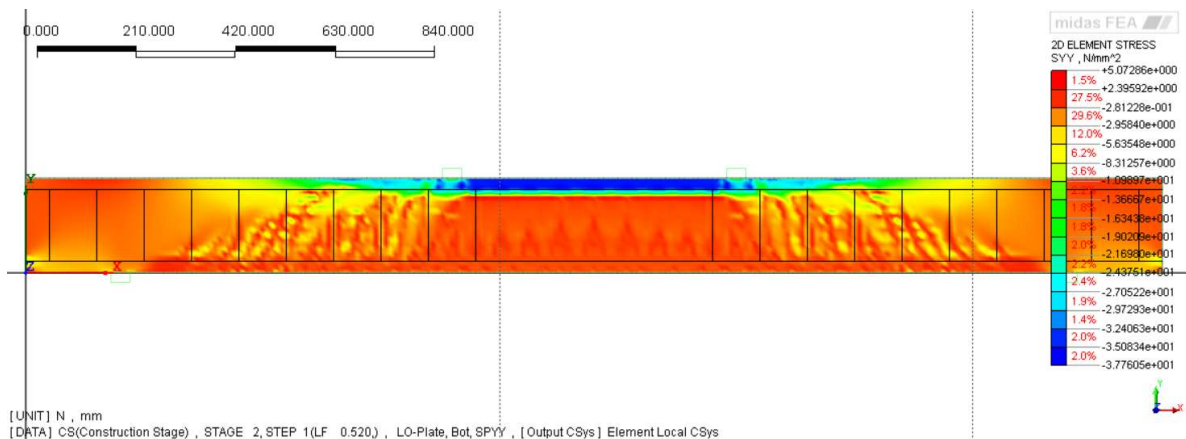


Figura Nro. 102 Distribución de tensiones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (MIR_B30)

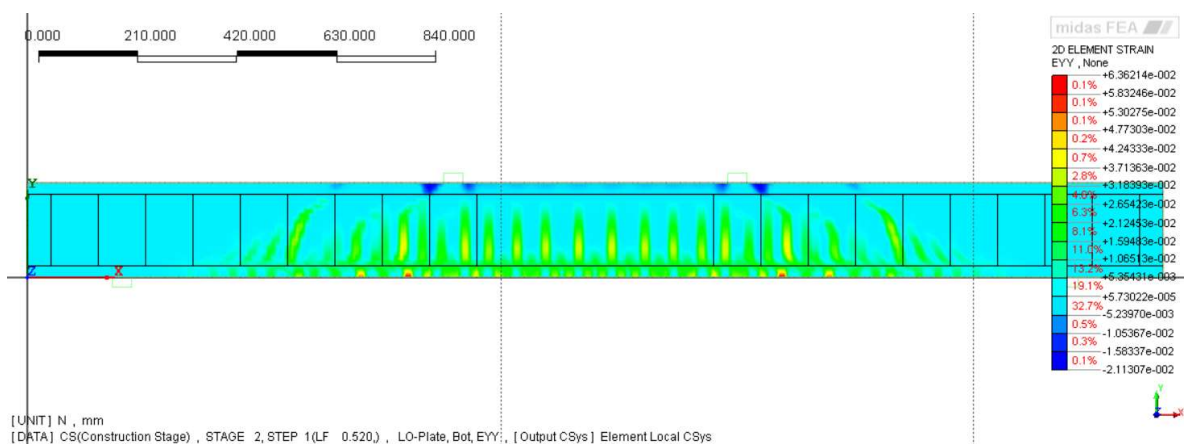


Figura Nro. 103 Distribución de deformaciones en el hormigón (eje Y) en el paso de carga de falla (MIR_B30)

A2. Catálogo de productos de FRP utilizados

RockBar

Corrosion resistant basalt fibre reinforcing bars



RockBar is a range of basalt fibre composite reinforcing bars for use in Concrete, Mortar and Cast Stone

The properties of **RockBar** include:

- Excellent chemical and corrosion resistance

- 3.7 times lighter than steel and stainless steel

- 2.5 times stronger in tensile strength than steel and stainless steel

- Over 60 times less thermally conductive than steel and over 20 times less thermally conductive than stainless steel

- Non magnetic

- Electrically non-conductive

Environmental performance of **RockBar** includes:

- 40% lower global warming impact than stainless steel

- No waste production during manufacture

- Basalt is one of the most common rock types in the Earth's crust

RockBar technical information

Length	Stock lengths are 2.5m. Cutting to required lengths is possible.
Nominal Diameters	3mm, 4mm, 5mm, 6mm, 7mm, 8mm, 10mm, 12mm, 16mm, 20mm Other diameters available on request.
Composition	Basalt fibre reinforced polymer (BFRP) bar with a sanded finish to aid bonding to mortar.
Tensile strength	1000 Mpa +
Elastic Modulus	50 Gpa +
Bond Strength	10 – 30% higher bond strength than ribbed stainless steel rebar in pull out tests from Cast Stone.
Durability	Durability tests which model the alkali environment of concrete have been completed at Sheffield University The report concludes that; “The estimated environmental strength reduction factor for a period of 100 years wet concrete conditions is 1.25 which corresponds to a strength retention of 79.6 %”.
Sustainability	A life cycle analysis has been conducted at Imperial College London. The report concludes that; “The production of stainless steel bars emits ~170% more CO2 than the BFRP bars”.
Coefficient of Thermal Expansion	$2 \times 10^{-6} \text{ 1/K}$ (in the longitudinal direction)
Thermal Conductivity	0.7 W/K.m

www.magmatech.co.uk

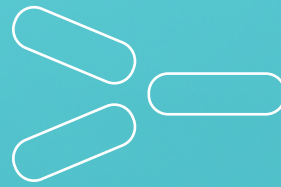
contact: Ben Williams

Tel: +44(0)7916155822

Fax: +44(0)8701236392

ben.williams@magmatech.co.uk

PO Box 59162 • London • NW2 9HD



CREATE MORE WITH LESS®

ComBAR® by Fiberline

Technical Information



FIBERLINE COMPOSITES

All test data, values and certificates are provided through the courtesy of Schöck Bauteile GmbH

The design values and recommendations provided in this technical information represent the best of our knowledge at the time of publication. They are based on international certifications and compliance reports (CSA , ACI) as well as on the results of extensive research and testing. They are intended to provide the planner and the designing engineer with a better understanding of ComBAR®.

The information provided in this technical information in no way releases the designing engineer of his duties and responsibilities. It can not replace commonly accepted engineering rules and regulations.

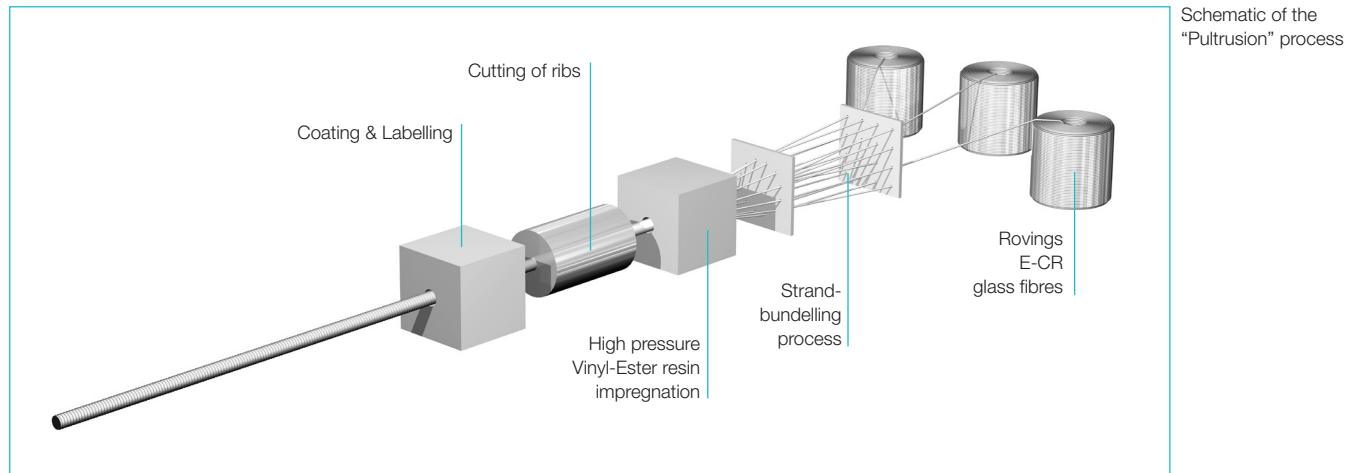
Table of contents

	Page
Glass fibre reinforcement	4
All types at a glance	5
Product description	6
Product data sheet, straight bars	7
Bar end heads	8
Bent bars and stirrups	9
Dowels	10
Certifications and test reports	11
Tests of behaviour in concrete	12
Storage, transportation and machining	13
Applications	14
Tensile strength and modulus of elasticity	15
Durability, characteristic value of the tensile strength	16 - 17
Bond behaviour	18 - 19
Crack width	20 - 21
Deflection	22
Thermal behaviour	23
Fire resistance	24
Design recommendations	25 - 27
Table 1: Characteristic values long-term tensile strength ComBAR®	28

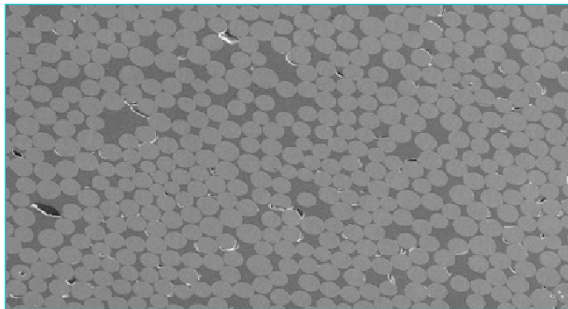
Glass fibre reinforcement

ComBAR® by Fiberline (**composite rebar**) belongs to the class of so called fibre composite materials. In fibre composites fibres are combined with other materials to achieve improved properties and synergy effects. The properties of the resulting material can be customised by choosing specific fibres, by adjusting the fibre orientation and by varying the additive and binder contents.

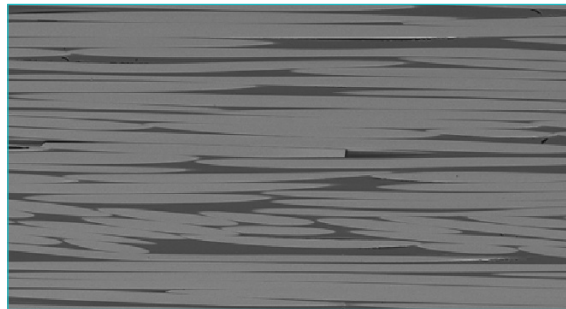
One of the best known composites is glass fibre reinforced polymer (GFRP). It is being used in many fields, such as electronics and ship building, to produce light weight, high strength and extremely durable components. Glass fibre reinforcing bars are GFRPs of the newest generation. They have a fibre content of more than 85% (weight). As a result, they are much stiffer and stronger than older materials/systems.



The composite ComBAR® offers an entirely new range of applications in civil engineering and high rise construction, whenever a high strength, non-metallic, extremely durable, non-corrosive and easily machined reinforcement is called for. The reinforcing bar consists of a multitude of continuous fibres, oriented in the direction of the load, each with a diameter of approx. 20 µm. They are bonded in a highly durable VE resin matrix. The unique production process guarantees the complete impregnation of the glass fibres and an extremely high degree of curing.



Cross-section of a ComBAR® bar






Longitudinal section of a ComBAR® bar

The unique geometry of the ribs and the fact that the ribs are ground into the hardened bar guarantee bond properties which are analogous to those of steel rebar.

The characteristic material properties of ComBAR® result from the uni-directional orientation of the fibres: high axial tensile strength, relatively low tensile and compressive strength perpendicular to the fibres. The analogy to the natural construction material timber best describes the non-isotropic material properties.

ComBAR® has been certified in Canada as per CSA S807 – 10

All types at a glance

	<p>straight bars ¹⁾</p> <p> ϕ 8 mm ϕ 13 mm ϕ 16 mm ϕ 20 mm ϕ 25 mm ϕ 32 mm other diameters on request </p>	<p>standard lengths</p> <p>0.2 to 11.8 m</p>	<p>► As load bearing reinforcement for tensile forces in concrete.</p>
	<p>bars with anchorage heads</p> <p> ϕ 13 mm ϕ 16 mm ϕ 20 mm other diameters on request </p>	<p>bar lengths (standard)</p> <p>0.25 to 4.0 m longer bars on request</p>	<p>► As end anchorage</p> <p>► As shear reinforcement in slabs and beams (in conjunction with bent bars).</p>
	<p>bent bars/stirrups</p> <p> ϕ 12 mm ϕ 16 mm ϕ 20 mm </p>	<p>bar lengths</p> <p>0.5 to 6.5 m</p>	<p>► As ties / transverse reinforcement for confinement in beams.</p> <p>► As edge reinforcement in slabs, corbels, etc.</p> <p>► As shear reinforcement.</p>

¹⁾ load-bearing core diameters in mm

There are many ways to fasten ComBAR® and they should be done according to the contract specifications. For applications where the reinforcement is to contain no metallic elements at all, plastic spacers (lattice tubes), plastic cable ties and plastic clips (polypropylene) for the connection of ComBAR® bars can be used. Alternatively, ComBAR® bars can be tied using conventional plastic zip ties.

Product description

ComBAR® was conceptualized as internal reinforcement in concrete members. The mechanical properties and bond properties are comparable to those of steel rebar. The material properties were determined for predominantly static loads in central European and North American climates. They are certified for a design service life of 100 years.

ComBAR® bars are linearly elastic up to failure. For all bar diameters it occurs at stresses well above 1,000 MPa. As a result of the comparatively low modulus of elasticity of ComBAR® (≥ 60 GPa), the failure of ComBAR® reinforced concrete members is preceded by large deflections. When the load is removed the deflection returns to near zero.

ComBAR® bars with end heads can be installed where geometric constraints require reduced development lengths. Double headed bars are ideally suited as shear and punching shear reinforcement in beams and slabs.

ComBAR® bars can not be permanently deformed or bent. If a straight bar is bent it returns to its original shape as soon as the applied force is removed. Bars with small diameters can be bent elastically (circular tunnel cross-sections). Customised bent bars and stirrups are prefabricated at the shop.

ComBAR® bent bars have been durability-tested for a service life up to 100 years.

Material characteristics Fields of application

- high corrosion resistance => open and underground parking garages, bridge caps, barrier walls, curbs, sidewalks, approach slabs, wing walls, slim facade elements, shore line stabilization, hydraulic engineering
- high chemical resistance => industrial floors, industrial containers, sewage-treatment plants, agricultural facilities
- electrically non-conductive => transformers, reactors / inductors, machinery with high field-strengths, non ballasted rail slabs (signals and switches of railways)
- non-magnetic => sensitive electronic equipment, structural biology, nano technology, quantum physics, MRIs, non ballasted rail slabs
- ease of machining => shaft walls in tunnelling, formwork anchors, temporary structures
- very low thermal conductivity => energy conservation in housing construction

Comparison reinforcement materials

property	steel rebar	stainless steel rebar	Fiberline ComBAR®
ultimate tensile strength (MPa)	> 500 ¹⁾	655	> 1,000
ultimate elongation (%)	> 25 ¹⁾	50	> 16.7
elastic modulus E (GPa)	200	190	> 60
bond strength (MPa)	13.7	13.7	12.2 ²⁾
min. required concrete cover (mm)	40 (exposed) 30 (unexposed)	< 30	$d_b + 10$ mm
density (g/cm ³)	7.85	7.92	2.2
thermal conductivity (W/mK)	60	16	< 0.5
coefficient of thermal expansion (1/K)	0.8 to 1.2 x 10 ⁻⁵	1.73 x 10 ⁻⁵	0.6 x 10 ⁻⁵ (axial) 2.2 x 10 ⁻⁵ (radial)
specific resistance ($\mu\Omega$ cm)	1 – 2 x 10 ⁻⁵	7.2 x 10 ⁻⁵	> 10 ¹²
magnetism	yes	slightly	no

¹⁾ for grade 400R steel rebar

²⁾ values for 16 mm ComBAR® bars (certification of compliance with ISIS specifications/CSA S807, University of Toronto)

Sources for material values of steel and stainless steel on request.

Product data sheet of straight bars

Bar sizes, dimensions, weights, ultimate tensile strength

ComBAR® bar	designated diameter (ACI/CSA)	core diameter (mm)	exterior diameter (mm)	cross-sectional area ¹⁾ (mm ²)	specific weight (kg/m)
ø 8	M8	8	9	50.3	0.13
ø 13	M13	13	14.5	132	0.34
ø 16	M15	16	18	201	0.53
ø 20	M20	20	22	314	0.80
ø 25	M25	25	27	491	1.22
ø 32	M32	32	34	804	1.93

¹⁾ Determination of load-bearing cross-sectional area:
The load bearing cross-sectional area of ComBAR® bars is the area of the core. The ribs are not included, as they do not contribute to the tensile capacity of the bars. To determine the load-bearing core cross-sectional area of the perfectly round ComBAR® bars the exterior diameter is measured using callipers. Twice the depth of the ribs, measured with callipers, is subtracted from this value to determine the core diameter.

Material properties of straight bars

properties	terms	values	comments
ultimate tensile strength	f_u	> 1,000 MPa	all bar diameters
1,000 hour tensile strength ¹⁾	F_{k1000h}	950 MPa	5th percentile
logarithmic temporal slope ¹⁾	R_{10}	< 15 %	5th percentile
modulus of elasticity	E_f	> 63.5 GPa	8, 12, 16, 25 mm ²⁾
ultimate elongation	ϵ_{Fu}	1.67%	ø 16mm bar ²⁾
bond strength	τ_F	12.2 MPa	ø 16mm bar
bar surface profile factor (bond)	k_5	≤ 1.0	(CSA S806 9.3)
bond coefficient	k_b	0.6 ³⁾	(CHBDC 16.8.2.3)
bar surface factor	k_4	≤ 0.8	(CHBDC 16.8.4.1)
transverse shear strength ⁴⁾	t	≥ 180 MPa	acc. CSA / ACI
min. concrete cover	min. c	d + 10 mm/d + 5 mm (pre-cast)	min. cover for load transfer
fibre content	–	> 75% (vol.)	no secondary fibres or fillers
void ratio	–	< 1%	–

¹⁾ values for determination of design value of tensile strength according to durability concept of fib defining time-to-failure lines (see page 15)

²⁾ values for 16mm ComBAR® bars (certification of compliance with ISIS specifications/CSA S807, University of Toronto); certifications for 8, 12, 16, 25 mm bars completed

³⁾ value determined for ComBAR® bars of all diameters

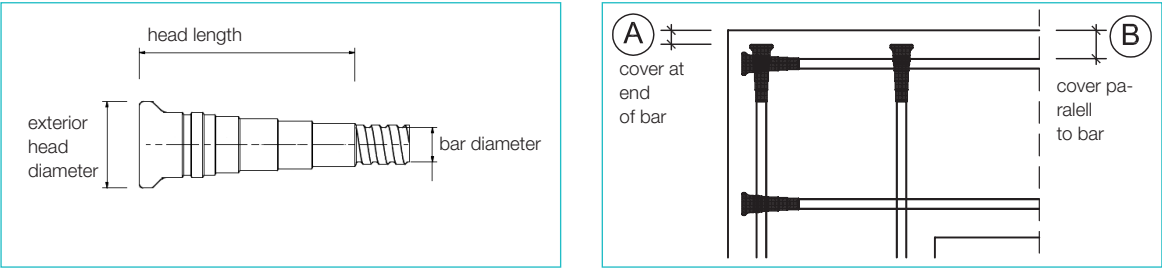
⁴⁾ values in tests according to CSA / ACI not for design of dowels. Ongoing test series show substantially higher values.

The Quality of all components of the ComBAR® reinforcement system is continuously tested as part of the Quality Control program of Fiberline Composites

Bar end heads

ComBAR® bar end heads are used to reduce the embedment length of straight bars in geometrically constrained reinforcement situations or as shear reinforcement in diaphragm walls and drilled piles (double headed bolts). ComBAR® bar end heads are made of polymeric concrete. They are cast onto the ends of straight ComBAR® bars. Their long-term behaviour / durability is governed by the behaviour of the bar. Long-term pull-out tests have been performed on bar end heads cast into highly alkaline concrete cubes. The heads were subjected to constant loads until failure occurred. The concrete cubes were heated to 60°C and saturated with water over the duration of the tests. The time-to-failure line for the headed bars was established using the results of a large number of tests at different load levels. The characteristic value of the anchorage strength of the headed ends was determined for applications with a maximum effective temperature of 40°C (for projects in Canada and Europe). Refer to pages 15 and 16 for further details on the durability concept.

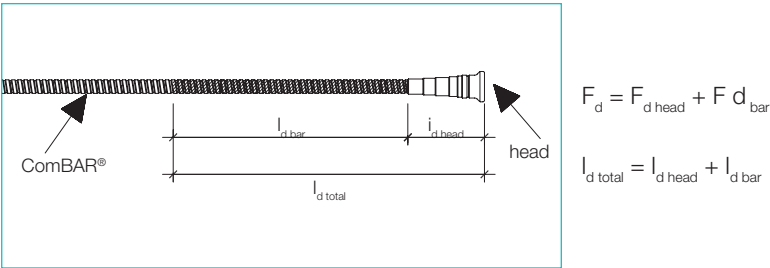
The shape of ComBAR® end heads has been designed to minimize the tensile splitting action. As a result, heads can be installed close to the concrete surface and still develop the full design force. The minimum concrete cover parallel to the head bar is 50 mm (B). The end of the head may touch the formwork (A).



Dimensions, characteristic values anchorage forces of headed ends

bar diameter (mm)	head length (mm)	ext. head diam. (mm)	$F_{head,k}$ short term (kN)	$F_{head,k}$ long-term (100 yrs.) (kN)
13	60	31	54	27
16	100	40	100	59
20	100	50	180	90

The total developed force of a ComBAR® bar with a headed end is the sum of the force anchored by the head and the additional force developed along the bar. Analogously, the total development length is the sum of the length of the head and the additional development length along the bar.

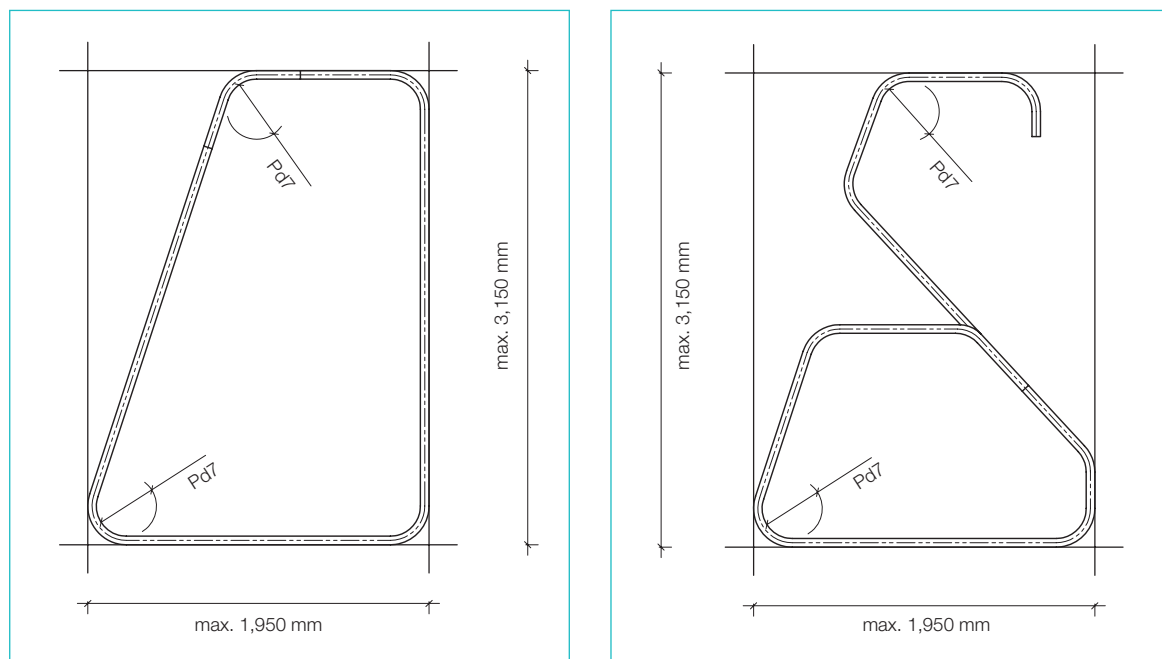


The load is transferred along the entire length of the head. At least one cross bar is to be installed at the end of the head to allow for the complete anchorage of the head. Ideally this bar is located at the middle of the head.

Bent bars and stirrups

ComBAR® bent bars and stirrups are produced by bending a specially made polypropylene conduit pipe filled with glass fibres and a vinyl ester epoxy resin into the desired shape. These raw bars are then thermally cured. This procedure allows for a high fibre content and a nearly parallel alignment of the fibres in the bent portion of the bars, resulting in high strength and a modulus of elasticity similar to that of straight ComBAR® bars.

ComBAR® bent bars can be produced in all bending shapes (2D) known for bent steel rebar. Spirals, 3D bars and bending in two directions are also possible. The smallest pin diameter is seven times the nominal bar diameter. Bent ComBAR® bars are hardened in a form with maximum dimensions 1.95 by 3.15 m.



Bar sizes, dimensions, weights of bent bars

nominal diameter (mm)	core diameter (mm)	exterior diameter (mm)	core cross sectional area (mm ²)	specific weight (kg/m)	min. pin diameter 7 d _b (mm)	min. / max. bar length (m)
12	11.6	15.5	106	0.30	84	0.5 m / 6.5 m
16	15.6	19.8	191	0.49	112	
20	19.1	23.8	287	0.71	140	

Material properties bent bars

property		term	values		comments
			12mm	16*, 20mm	
ultimate tensile strength	straight portion	$f_{u \text{ (straight)}}$	1000 MPa	900 MPa	
	bent portion	$f_{u \text{ (bent)}}$	700 MPa	550 MPa	
characteristic value tensile strength (long-term)		$f_{fk \text{ (bent bar)}}$	$\geq 250 \text{ MPa}$		tested for 100 years
modulus of elasticity		$E_{f, \text{bent}}$	$\geq 50 \text{ GPa}$		
bond strength	straight portion	$f_{f, \text{bond (straight)}}$	8 MPa	10 MPa	
	bent portion	$f_{f, \text{bond (bent)}}$	10 MPa	12 MPa	
fibre content		—	72.8 % (weight)		no secondary fibres or fillers

* Independent long-term testing of material properties of 16 mm bars in progress (Germany and Canada)
All material properties not shown in the table above are the same as those of straight ComBAR® bars.

Dowels

ComBAR® bars with and without ribs can be used as shear dowels to connect adjoining concrete elements (highway slabs, precast elements, etc.).

Tests were performed on ComBAR® dowels cast into concrete elements to determine their shear load capacity. It was shown that the load bearing capacity of the dowels is controlled by their interlaminar shear strength. Once this is exceeded cracks form in the dowel along parallel to its axis. These result in a reduction of the effective width of the dowel. The concrete along the front edge is overloaded leading to concrete failure below the dowel. The (long-term) design values for ComBAR® dowels were determined in durability tests performed at 60°C in highly alkaline concrete with a compressive strength of 35 MPa. This testing concept is analogous to the durability concept specified in the European general construction certifications of ComBAR® and adapted by the International Federation for Structural Concrete (fib).

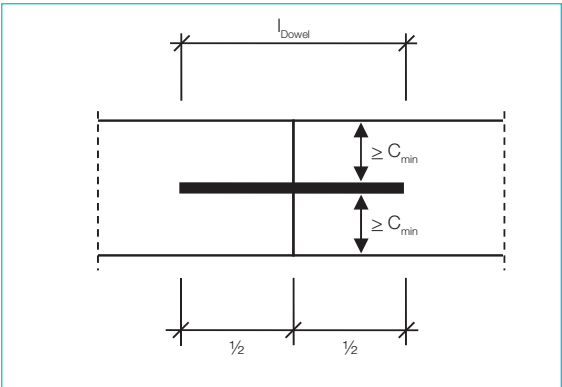
Design values ComBAR® dowels (without ribs)

diameter [mm]	cross sectional area [mm²]	value shear strength [kN]	length [mm]	min. concrete cover* [mm]
14.5	165	3,4	200	116
18.0	254	5.1		144
22.0	380	7.6	2 x 110 = 220	176
34.0	908	18.2	2 x 175 = 350	272

* values apply to reinforced elements only; min. cover for elements without reinforcement: 200 mm

Installation detail

The concrete cover in concrete elements without reinforcement should be no less than 200 mm (smallest value in laboratory tests).



Certifications and test reports

International certifications

organisation, country	title	issue date
DIBt, Berlin, Germany	General construction authority permit ComBAR® glass fibre reinforced polymer rebar; nominal diameter: ø 16 mm (extension to 8, 12, 16 and 25 mm bars applied for)	Dec. 2008
DIBt	General construction authority permit ComBAR® Thermoanchor	Nov. 2009 extended Dec. 2011
KOMO, KIWA, The Netherlands	ComBAR® glass fibre reinforcement in concrete ø 8, 12, 16 mm	Feb. 2009 extended Dec. 2011
University of Toronto, Canada	Compliance of 8, 12, 16, 25 mm straight ComBAR® bars, 12 and 20 mm bent ComBAR® bars with CSA S807-10	Oct. 2007 - Mar. 2011
Syracuse University, USA	Evaluation and Certification of GFRP bars ComBAR®; Tests with Respect to the Requirements of the ACI 440. R3-04 Report (12, 16 and 32 mm)	July 2006 extended Aug. 2012

Test reports and expert opinions

ComBAR® bars have been extensively tested by independent experts around the world and at the laboratory of Schöck Bauteile GmbH. in conjunction with the certifications in Germany, in the Netherlands , Canada and the US. These tests were monitored by independent experts.

Selected English language reports and expert opinions on tests of the material and mechanical properties of ComBAR® are listed below. These documents are available online at www.fiberline.com. English summaries or translations of German language test reports will be provided upon request.

material property	title of report	author
human health and safety	Continuous Filament Glass Fibre and Human Health	European Glass Fibre Producers Association, APFE
chemical properties	Expert Report GFRP – Reinforcing Bars “ComBAR®”	University of Erlangen Dep. of Polymer Technology
behaviour in concrete	Expert opinion regarding the application for a general construction authority permit for the GFRP reinforcement ComBAR®	Technical University Munich, Engineering Office Schiessl, Gehlen, Sodeikat, Munich
environmental impact	Categorisation of GFRP bars ComBAR® into the group Z0	Chemical Lab Dr. Vogt, Karlsruhe, Germany
tensile strength	Report on mechanical testing of GFRP rebars (8, 12, 16mm)	Arab Center for Engineering Studies, Doha, Qatar
fire performance	ComBAR® bond fire performance	Danish Technological Institute, Taastrup, Denmark
temperature dependence	Determination of temperature-dependent tensile strengths of ComBAR® reinforcement bars	Materials Testing Institute Braunschweig, Germany
durability	Durability and creep-rupture tests performed on straight GFRP bars with standard coating d=16mm	Schöck Bauteile GmbH (certification tests)
bent bars	Shear design for concrete elements reinforced with fibrepolymer-composite reinforcement	RWTH Aachen, Institute for Concrete Construction
other properties	on request	

Tests of behaviour in concrete

Test series in Canada and North America (excerpt)

application	title of project / description	lead investigator, year	notes
ComBAR® in infrastructure projects to increase their durability	GFRP reinforced concrete structures	Prof. Shamim Sheikh University of Toronto 2010 – 2012	NSERC CRD grant; industry partner: Facca Inc.
ComBAR® in bridge deck cantilever with steel guard rails – static tests	Bridge deck-guard rail anchorage strength and serviceability using newly developed GFRP bent bars and headed studs	Prof. Khaled Sennah Ryerson University 2010	for North Channel Bridge project
Glass fibre bars as connectors of precast elements	Development of sustainable concrete bridge deck slab systems using corrosion resistant FRP bars	Prof. Khaled Sennah Ryerson University 2011	OCE coll. research project
ComBAR® in concrete bridge trusses subjected to earthquake loads	investigation of the behaviour of joints of slender concrete trusses using comBAR® headed and bent bars	Prof. Mamdouh El-Badry University of Calgary 2010 – 2011	for bridge project City of Calgary
ComBAR® in PL-3 barrier walls (testing to achieve MTO standard) – crash test and static tests	Crashworthiness of GFRP-reinforced PL-3 concrete bridge barriers (crash test and static tests)	Prof. Khaled Sennah Ryerson University, Dr. Gene Buth Texas Transportation Institute 2010 - 2011	in cooperation with MTO
ComBAR® in concrete structures subjected to earthquake loads	Experimental Investigation on the Seismic Performance of Beam-Column Joints Reinforced with GFRP Bars	Prof. E. F. El-Salakawy University of Manitoba ongoing	
ComBAR® durability	Multiscale Analysis of GFRP Reinforcements for Concrete Under Special Stress and Environmental Conditions	Prof. M. Polak University of Waterloo 2012 - 2014	including extensive testing of ComBAR® bent bars



crash test of PL-3 barrier wall reinforced with ComBAR® (Nov. 2010)

Storage, transport and machining

Storage and transportation

In general, high intensity long-term exposure to UV-rays can lead to the discoloration of polymers. After a prolonged (> 6 months) exposure the surface of the material becomes brittle. Unless special protective measures are undertaken, this results in the lasting deterioration of the polymers. As a result, Fiberline ComBAR® should be covered and stored in a dry environment, especially when stored for longer time periods. Tests on ComBAR® bars that were stored outdoors for up to eight weeks without being protected, showed that climatic exposure in central Europe and Canada leads to a discoloration without causing a reduction of the bond or the tensile strength. To avoid damage to the ribs, the material should not be dragged across rough surfaces. It should not be subjected to abrasive or impact forces.

When hoisted by crane, the deflection of ComBAR® bars is similar to that of steel bars of equal diameter. It is important that the appropriate cross beam/lifting equipment is used at all times.

Cutting

Cutting Fiberline ComBAR® is significantly easier than cutting steel rebar. Either a hacksaw, band saw, or a grinder, using a diamond or a tough metal disc, is recommended. Both are fine enough to achieve a clean cut. ComBAR® bars should not be trimmed with bolt cutters or shears, as the glass fibres fray when the material is sheared off. If desired, grates at the bar ends can be removed with a file or a rasp.

Bending

ComBAR® bars are linearly elastic up to failure. They can not be bent permanently (plastically). If a straight bar is bent it returns to its original shape as soon as the applied force is removed.

Small diameter ComBAR® bars can be bent into a radius as long as they are fixed in position while the concrete hardens. The stress induced in the bar by the bending process is to be added to the stress induced by the subsequently applied loads. The total stress must not exceed the permissible value.

ComBAR® customised stirrups and bent bars are pre-fabricated at the factory. As bent bars are produced in a different process than straight bars, their material properties are different (refer to page 9).

Connection technology

Reinforcement cages made of ComBAR® bars can be assembled with ordinary or stainless steel tying wire.










Damage to the bars caused by properly installed tying wire is insignificant. In cases where reinforcement cages are to be entirely free of steel, plastic / nylon zip ties, such as those used by electricians, can be used. A tightening wrench facilitates pulling and trimming of the ties.

Plastic clips have been developed to connect ComBAR® bars at ninety degree angles to form meshes. The clips are attached to the bars using a rubber hammer or a similar tool. On a solid surface the clips can be attached by stepping on them.

Bar couplers, that are glued onto the ComBAR® bars in the factory, are an alternative means of connecting ComBAR® and steel bars. When the ComBAR® bars are connected with the steel bars, it is important that they are handled and turned at the connector, not at the bar. The glued couplers should not be exposed to temperatures above 100° C. Special care needs to be taken when welding in the vicinity of the couplers to be sure that sparks do not fly onto the ComBAR® bars.

Wire rope grips can be used to connect ComBAR® bars to steel reinforcing bars. The ComBAR® bar should be placed in the curved form piece of the grip. Two short pieces of smaller diameter steel rebar should be placed in the grip, between the ComBAR® and the steel bar, to minimize the damage to the ComBAR® bar caused by the clamping force. When diameter 32 mm bars are connected, the torque applied to the nuts should not exceed 80 Nm. Special grips with wire rope clamp straps have been developed for the connection of ComBAR® bars with steel bars having a diameter greater than 32 mm.

Applications

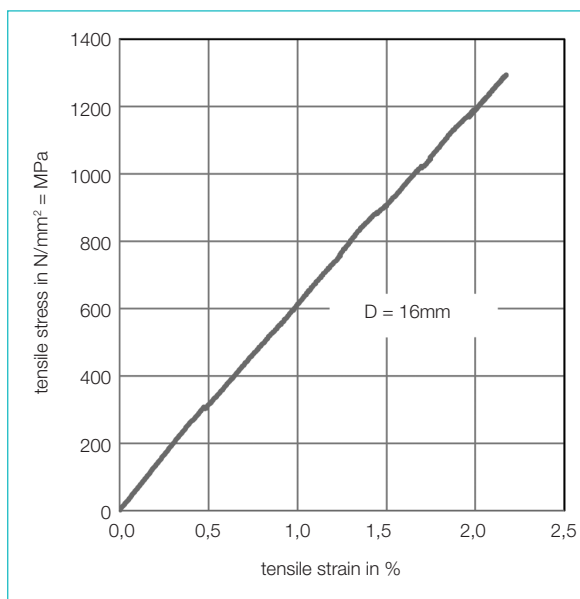
application	description	project
industrial facilities and slabs	non-metallic reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ no induction currents in the rebar ▶ un-disturbed operation of transportation systems 	
parking structures and garages	non-corrosive reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ no crack-sealing coating required ▶ thin slabs possible 	
bridge decks, barrier walls, approach slabs, sidewalks, wing walls, curbs	non-corrosive reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ no damages due to de-icing salts ▶ higher integrity and extended service life time of structure 	
railways	non-metallic reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ no disturbance of signal systems ▶ no induction currents in the reinforcement near switches (induction coils) 	
marine structures	non-corrosive reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ no damages due to sea water ▶ extended service life time 	
thin pre-cast elements and facade panels	non-corrosive reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ minimum concrete cover sufficient ▶ minimal thickness 	
research facilities	non-metallic reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ no interference with electromagnetically sensitive equipment 	
transformer and reactor / inductor stations	non-conducting reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ no induction currents in rebar ▶ no losses due to stray currents 	
civil engineering and infrastructure	easily machined reinforcement: <ul style="list-style-type: none"> ▶ direct penetration by the tunnelling machine ▶ substantial reduction in construction costs 	

Tensile strength and modulus of elasticity (straight bars)

In contrast to steel, ComBAR® behaves in a linear elastic manner up to failure. Yielding is not observed. The modulus of elasticity of straight bars is well above 60 GPa (64 GPa for \varnothing 16 mm bars). The mean value of the short term tensile strength measured in tensile tests on bare ComBAR® bars lies between 1,000 MPa (32 mm bars) and well above 1,500 MPa (8 mm). The true value is much higher, as the fibres themselves have a tensile strength of more than 3,000 MPa. With the volumetric fibre content of approximately 75% ComBAR® bars must have a short term tensile strength of approx. 2,200 MPa. The measured values are much lower, as the bars fail prematurely at the clamped ends and due to internal stresses being induced in the bars during the tests (eccentricity, application of force along the bar circumference only, etc.). As the long term strength of FRPs can not be derived from their short term strength, the meaning of the short term values for structural designs is minimal, anyhow. (Refer to pages 15 and 16.)

To determine the tensile strength and the stress-strain relationship both ends of ComBAR® bars are glued into shafts. The load is applied at approximately 1 kN/sec. in a hydraulic press. The modulus of elasticity is determined using highly sensitive strain gages.

The diagram below shows the tensile test for each diameter.



exemplary stress-strain diagram ComBAR®



shredded bar

Failure is brittle. It occurs in the free span of the test specimen, when the tensile strength of the material is exceeded. The fibres burr in the fracture zone in a brush-like fashion. The outermost bar ends, where the specimen is fixed in the hydraulic press, including the ribs of the bars, are undamaged.

In contrast to the brittle failure of the test specimen, a ComBAR®-reinforced structural element shows distinct signs of the impending failure (large deflections and cracks) well in advance of reaching the ultimate strength.

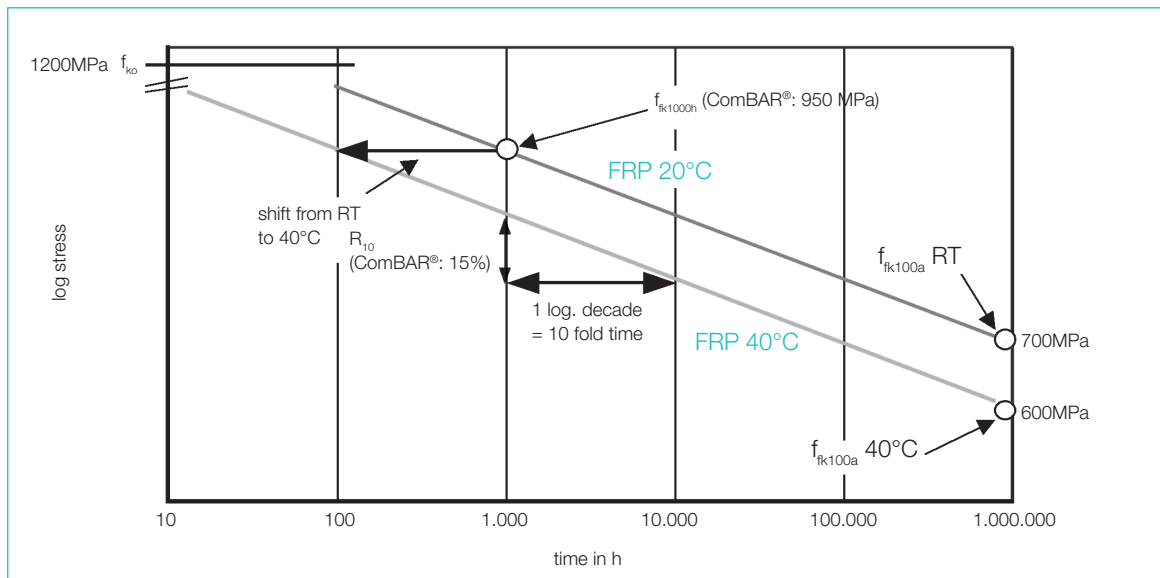
Durability, characteristic value of the tensile strength

Current international codes and guidelines on FRP reinforcement and the design of FRP reinforced concrete structures require durability tests on the basis of a residual strength approach (CSA, ACI, etc.). Bars are aged either without load or at relatively small loads ($\epsilon \leq 0.3 \%$) in an alkaline solution for specified periods of time. After the aging process the bars are unloaded and dried. Their residual tensile strength is tested in conventional tensile tests.

This approach was developed at a time when FRP rebars were primarily used as crack or secondary reinforcement and the stress levels in the bars were comparatively small. Newest generation glass fibre bars, such as ComBAR®, are able to sustain far higher stresses. Their bond properties are virtually analogous to those of steel reinforcement. Unlike steel, however, the strength of FRPs decreases with time. In addition, the continuously sustainable tensile stress of FRPs is a function of the prevalent environmental conditions (mean temperature, amplitude of temperature changes, moisture / humidity level).

To allow for an economic utilisation of these bars a new safety concept had to be developed. This concept is needed to derive design values of the tensile strength for any specific environment and any specified design service lifespan. The central objective of the concept is to guarantee the same level of safety in any design of FRP reinforced concrete members while at the same time allowing for efficient and economic structures.

In this time-to-failure (creep rupture) approach the characteristic value of the tensile strength for a specific project is determined on the basis of the 1,000 hour strength $f_{fk1000h}$ (at room temp.; 5th percentile) of the chosen FRP material. $f_{fk1000h}$ is determined in tensile tests on bars cast into prisms of highly alkaline ($\text{ph} \geq 13.7$) concrete. The prisms are saturated with water and kept at a constant temperature over the entire duration of each test. $f_{fk1000h}$ is the stress in the bar which results in its failure after a load application over 1,000 hours.



The characteristic value of the tensile strength $f_{fk,t}$ for a specific set of environmental conditions and a specified design life (t) is obtained by multiplying this value by the environmental factor η_{env} .

$$f_{fk,t} = f_{fk1000h} * \eta_{env}$$

The environmental factor is defined as

$$\eta_{env} = [(100 - R_{10})/100]^n \quad (\text{ComBAR®: } 0.85^n)$$

Durability, characteristic value of the tensile strength

where

R_{10}	logarithmic temporal slope	specified in a series of durability tests for each FRP material While standard GFRPs have R_{10} values of 25%/dec and CFRP has 5%, R_{10} for ComBAR® is 15%/dec.
n	environmental exponent	$n = n_{mo} + n_T + n_{SL}$
n_{mo}	moisture exponent	
n_T	effective temperature exponent	
n_{SL}	service life exponent	

moisture condition	n_{mo}	effective temperature (C°)	n_T <small>intermediate values interpolated</small>	design service life (years)	n_{SL} <small>or resistance against accidental load $n_{SL}=0.0$</small>
dry	-1	10	0	100	3.0
outdoor	0	20	0.5	50	2.7
wet	1	23	0.65	20	2.3
		30	1.0	10	2.0
		40	1.5	5	1.7
		50	2.5	1	1.0
		60	3.5	0.1	0.0

The long-term strength of FRPs depends on both the maximum temperature and on the frequency and amplitude of the temperature changes where to the bars are exposed. These are considered by defining the effective temperature and then selecting the corresponding effective temperature exponent n_T . The most feasible approach to determining the effective temperature is to add a margin of safety to the mean annual temperature of the location of the concrete structure. This temperature margin depends on the intensity of the exposure to the sun or another external heat source and on the thickness of the member.

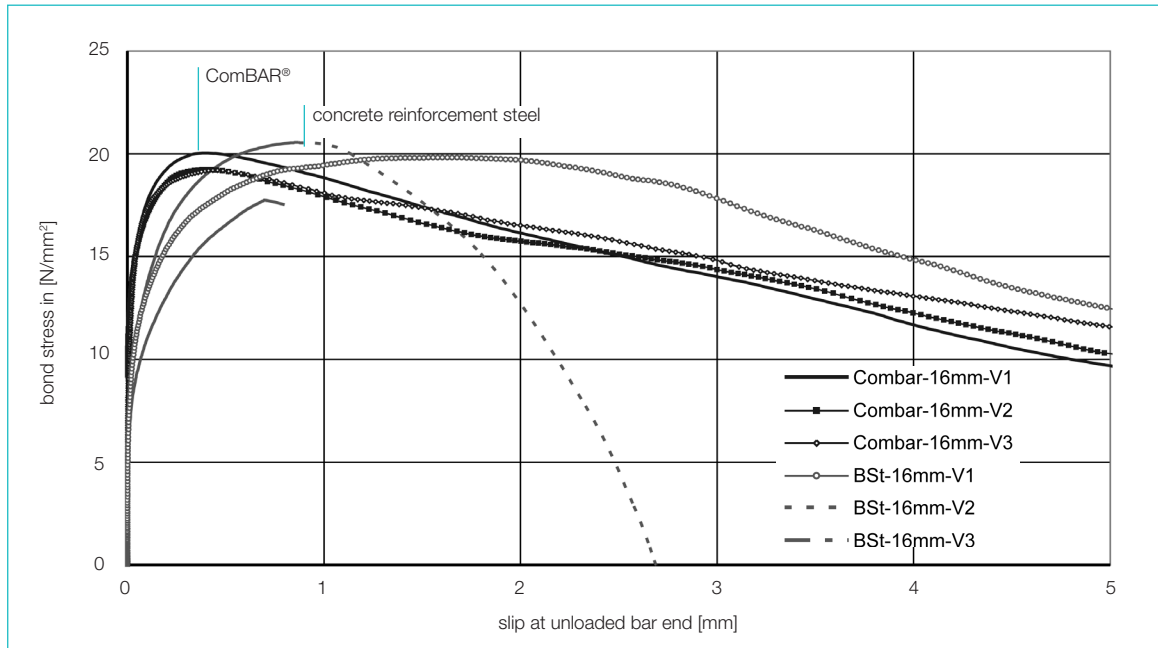
location	environment	member thickness	temperature margin
dry	constant room temperature (23 °C)	no influence	± 0°C
outdoor	direct exposure to sun, mostly dry	$h \geq 200\text{mm}$	+ 10°C
		$100 < h < 200\text{mm}$	+ 15°C
		$h \leq 100\text{mm}$	+ 20°C
wet / moist	no direct exposure to sun, mostly dry	no influence	+ 10°C
	fully submerged in water	no influence	+ 5°C
	frequently wet (tidal influence, splash water)	see outdoor	see outdoor
	embedded in soil	no influence	effective temp. = 10°C

All values for typical Canadian environments

Characteristic values (CSA S806) / specified values (CSA S6 - CHBDC) of the tensile strength of ComBAR® bars for common Canadian environmental conditions and for typical design service live spans are listed in Table 1 (page 27) of this technical information.

Bond behaviour (short-term)

Centric pull-out tests were performed on a 150 mm concrete cube, according to the RILEM RC 6 recommendations. The displacement at the unloaded end of the bar was plotted as a function of the load. The compressive strength of the concrete was $> 40 \text{ N/mm}^2$.



The results of the test series are:

- The failure mode is, as with steel rebar, extraction of the concrete corbels from the concrete block. The ribs of the rebar are largely undamaged.
- As is the case for reinforcing steel, higher bond stresses are observed in higher grade concrete.
- No significant differences were observed regarding the slip of the unloaded bar end of ComBAR® and steel bars. The maximum bond stress was recorded at a slip between 0.4 mm and 0.6 mm.
- Even though the bond stress of ComBAR® bars is greater at the same amount of slip, the tensile splitting forces are lower than those of steel rebar.
- Further bond tests have shown that, in normal grade concrete the bond behaviour of ComBAR® is controlled by the strength of the concrete corbels, in high strength concrete ($> 60 \text{ MPa}$ compr. strength) by the strength of the ComBAR® ribs.



The special surface profile of ComBAR® bars ensures optimal bond between concrete and the rebar.

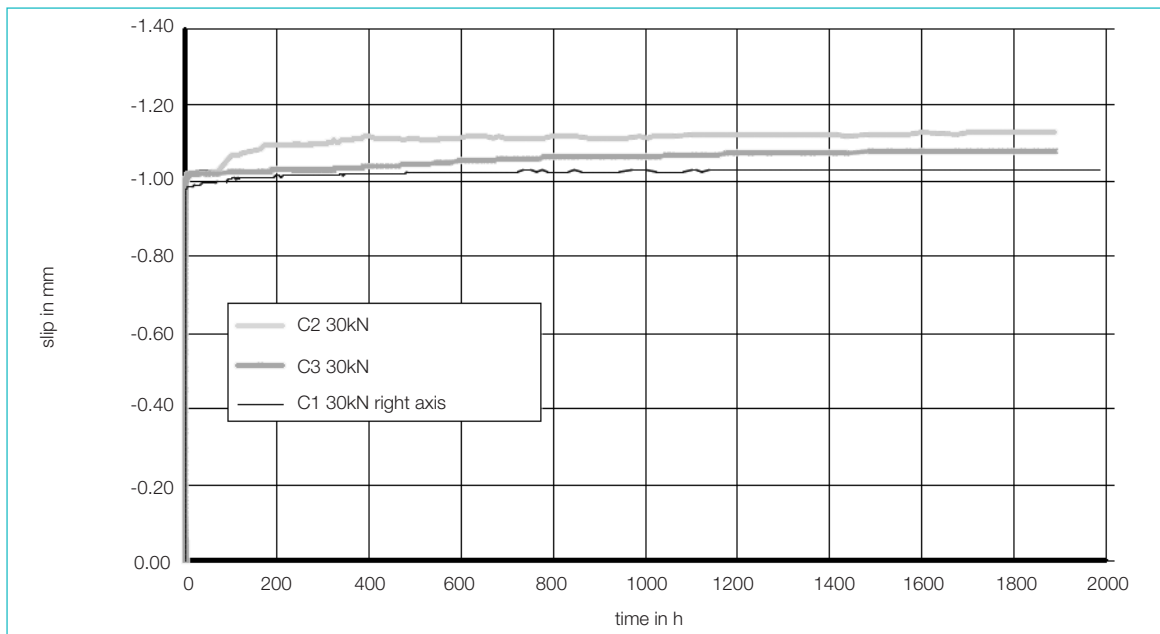
Bond behaviour (long-term)

To determine the long-term bond behaviour and bond-creep behaviour of \varnothing 16mm ComBAR® bars two series of bond test were run according to the RILEM recommendation RC6. The aim was to derive the bond behaviour of ComBAR® bars over a service life of 100 years on the basis of accelerated long-term tests under extreme conditions.

Bond-creep after pre-loading

To evaluate the bond-creep behaviour of ComBAR® bars in cracked, that is in pre-loaded, concrete members ComBAR® bars were cast centrally into 150 mm concrete cubes. The embedment length was five bar diameters $l_{b,net} = 5 d_f$ (80 mm). The cubes were cured in water at room temperature. In a first step the bars were loaded until the total slip at the loaded end was between 1 and 3 mm.

Subsequently a somewhat smaller permanent load was applied to the bars. For the entire duration of this second test phase the concrete cubes were heated to 60°C and were kept completely saturated with water. At a constant bond stress of 11.2 MPa the additional slip at the loaded bar end was less than 0.6 mm after 2,000 hours. A bond stress of 7.5 MPa resulted in a slip of less than 0.2 mm.



Bond-creep after pre-loading at $f_b = 7.5$ MPa; 60°C, constantly saturated concrete

Bond-creep without pre-loading

Without pre-loading ComBAR® bars were able to sustain loads of up to 55 kN, under otherwise identical conditions..

Conclusions

- ▶ The long-term bond strength (100 year service life) is well above the required value of 8.0 MPa (CSA S806 / S807).
- ▶ At the required value of 8.0 MPa the total slip at the loaded end of the bar will be less than 0.3 mm.
- ▶ The bond coefficient k_b (CHBDC) can be taken to be 0.6, the bar surface factor $k_4 = 0.8$, and the bar surface profile factor (CSA S806) $k_5 = 1.0$.
- ▶ The bond properties of bars with other diameters are equivalent to those of the 16 mm bar.

Crack width

To determine the crack widths, tensile tests were carried out on cylindrical strain elements

(ComBAR® $\phi = 16$ mm; concrete cover $c_v = 65$ mm; reinforcement ratio $\rho = 1.1$ %, concrete strength (cube) $f_{c,cube} = 30$ N/mm²).

The strain elements did not contain any additional reinforcement. They were loaded up to a stress of 900 MPa. Cracks appeared in the specimen at a spacing of approximately 300 mm once the tensile strength of the concrete was reached. As the load was increased, the width of the cracks increased. After the maximum load had been reached, the specimen was unloaded. The cracks closed nearly entirely. A detailed analysis of the specimen showed that the concrete corbels had sheared off in the vicinity of the cracks. Between the ribs of the bars the concrete corbels were intact. The bars did not show any signs of damage.

Results

- Entirely intact concrete corbels are seen in the middle sections of the fragments of the test specimen. In the vicinity of the cracks the concrete corbels have been sheared off.
- The bar, as well as its ribs, remain undamaged.



first crack (150 N/mm²)



second crack (300 N/mm²)



575 N/mm²



900 N/mm² (max. stress)



strain body after unloading

Conclusions

- The crack behaviour of ComBAR® is analogous to that of steel rebar.
- The distances between neighbouring cracks were generally smaller in reinforced concrete members with ComBAR® than they were in members with the same reinforcement ratio in steel.

Charts are available upon request.

Crack width

The following approach can be taken to derive the approximately required cross sectional area of ComBAR® crack reinforcement from the required amount of steel rebar.

The crack width is proportional to the diameter of the rebar, independent of the reinforcing material which is used. If more bars of a smaller diameter are installed at a closer spacing crack widths will be smaller.

As is the case for steel rebar, the total slip of ComBAR® bars (pull-out test) is proportional to the square of the stress in the bar. If the stress is reduced by half, the slip decreases to 25 %.

It can be conservatively assumed that the crack spacing is the same in a member reinforced with ComBAR® as it is in a comparable steel reinforced section.

Based on these facts and assumptions the relationship between the required amount of ComBAR® bars and the required amount of steel rebar is:

$$\frac{W_{k, \text{ComBAR}}}{W_{k, \text{steel}}} = 1.0 = \frac{200,000 \text{ N/mm}^2}{60,000 \text{ N/mm}^2} \cdot \left[\frac{P_{\text{ComBAR}}}{P_{\text{steel}}} \right] \cdot \left[\frac{f_{\text{ComBAR}}}{f_{\text{steel}}} \right]^2$$

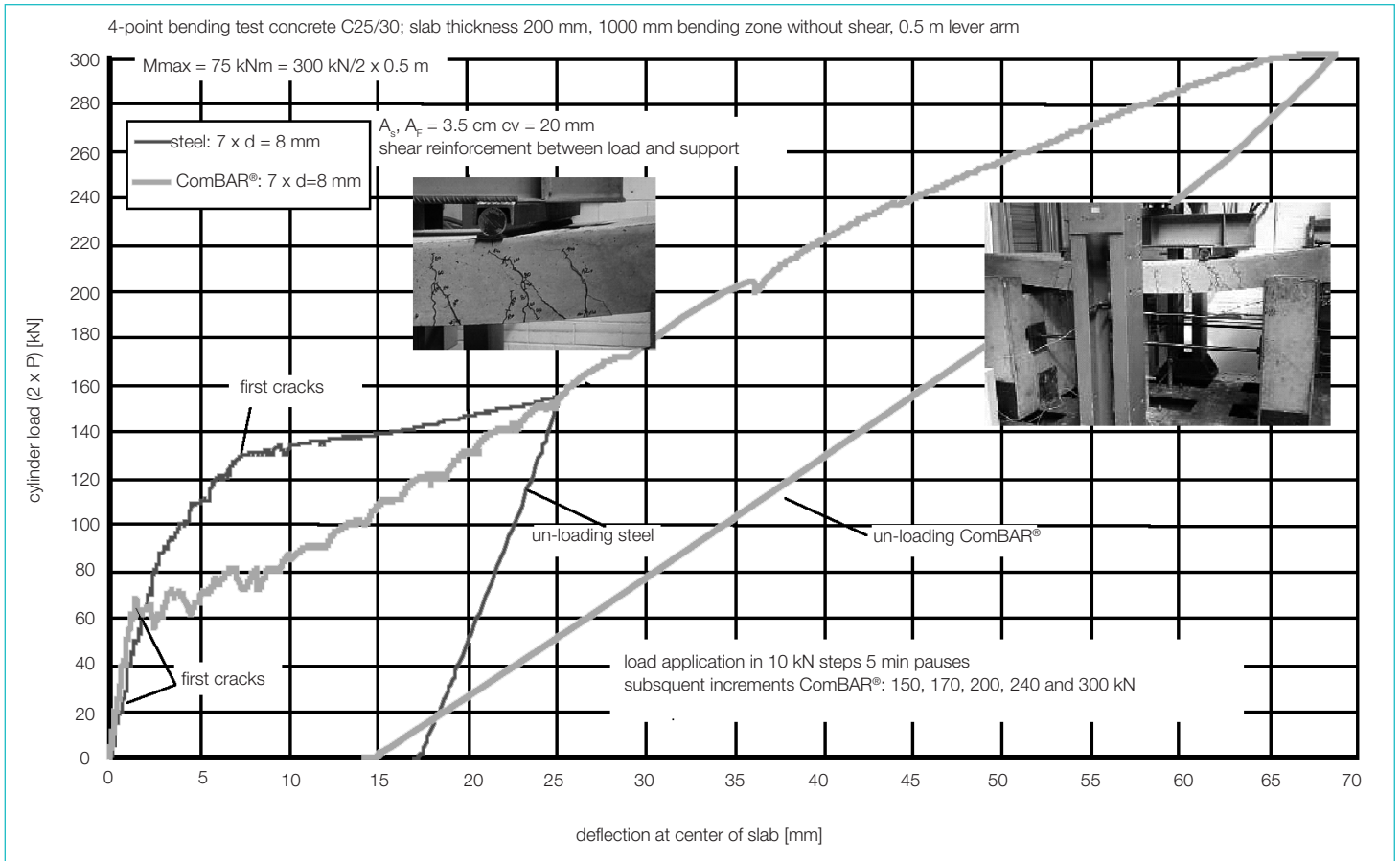
For equal bar diameters this implies:

$$\text{req. } A_{\text{ComBAR}} = \sqrt{\frac{200,000}{60,000}} \cdot A_{\text{steel}} = 1.83 A_{\text{steel}}$$

Deflection

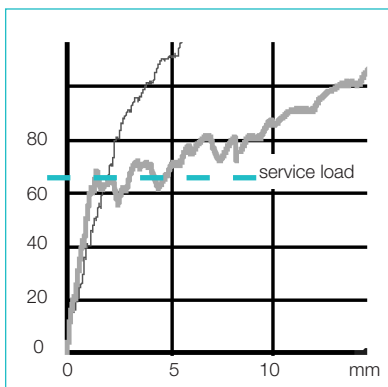
Due to the significantly lower modulus of elasticity of ComBAR® ($E_F \geq 60\text{GPa}$), special attention needs to be devoted to checking the serviceability limit state requirements. The experience with glass fibre reinforced concrete members is still relatively limited. As a result, controlling the deflection by limiting the member stiffness, as it is customary with steel reinforced concrete members, is not yet possible.

In a lab test two concrete slabs of identical dimensions (2,500 x 1,000 x 200 mm) were tested in a four point bending test (bending zone without shear: 1,000 mm). Slab 1 was reinforced with 7 \varnothing 8 mm steel rebars (grade 500), slab 2 with 7 \varnothing 8 mm ComBAR®. The position and distribution of the bars were identical.



The maximum load sustained by the ComBAR® reinforced slab was more than twice as high as the load sustained by the steel reinforced slab. The maximum deflection was about three times as high. Shortly after the first cracks formed the deflection of both slabs was nearly identical. After the service load was reached in the reinforcing bar (according to German codes approx. 305 MPa; 67kN cylinder load) the deflection of the ComBAR® reinforced slab was about 2.5 times greater. At 90% of this stress (60kN cylinder load) the difference of the deflections was between 1.5 and 2.0.

4-point bending test:
comparison ComBAR® - steel



Conclusions

- In any design of GFRP reinforced concrete members special attention needs to be paid to checking the deflection requirements.
- To achieve the same maximum deflection in a ComBAR® reinforced member as in the geometrically identical steel reinforced members approx. 2.5 times the reinforcement cross-section will be required.

Excerpt 4-point bending test

Thermal behaviour

Coefficient of thermal expansion

The axial and radial coefficient of thermal expansion were determined on test specimen at temperatures ranging from 0° C to 70° C.

Coefficient of thermal expansion α	ComBAR®
axial [1/K]	0.6×10^{-5}
radial [1/K]	2.2×10^{-5}

For comparison: the coefficient of thermal expansion of concrete is between 0.5 and 1.2×10^{-5} 1/K, that of reinforcing steel is 1.0×10^{-5} 1/K, that of stainless steel 1.5×10^{-5} 1/K.

Structural elements reinforced with ComBAR® are not affected by temperature changes. Expansive cracking did not occur in lab experiments, even when ComBAR® reinforcing bars were placed close to the surface of the specimen and the moisture content was varied over time. This can be explained by the relatively low modulus of elasticity of glass fibre rebars perpendicular to the bar axis. This is controlled by the modulus of the resin, which is between 3,000 and 5,000 MPa. A temperature increase of 40°C induces a strain of 0.088 % and a compressive stress on the surrounding concrete of only approximately 4.4 MPa.

Ambient temperatures

The ambient temperature of ComBAR® bars within a concrete element should not exceed 40 °C. Unless noted otherwise, all technical values specified in the product data sheets were determined at room temperature. Higher temperatures which can occur during curing of massive concrete elements do not cause any harm to the ComBAR® bars. A reduction of the load bearing capacity was not observed. If ComBAR® bars are to be permanently exposed to higher temperatures, the characteristic value of the tensile strength is to be reduced according to the durability concept outlined on pages 15 and 16.

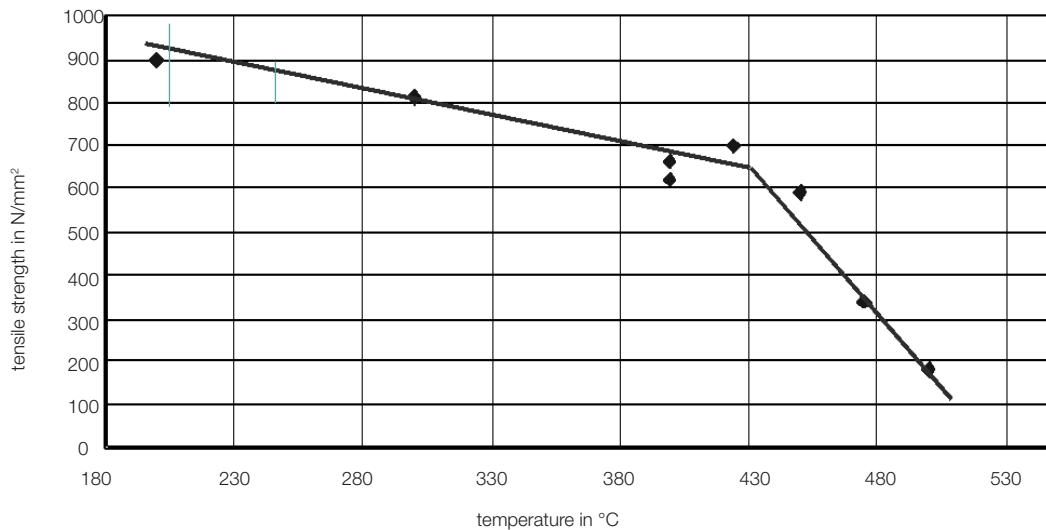
The engineers at Fiberline are available for an in-depth consultation.

Behaviour at low temperatures

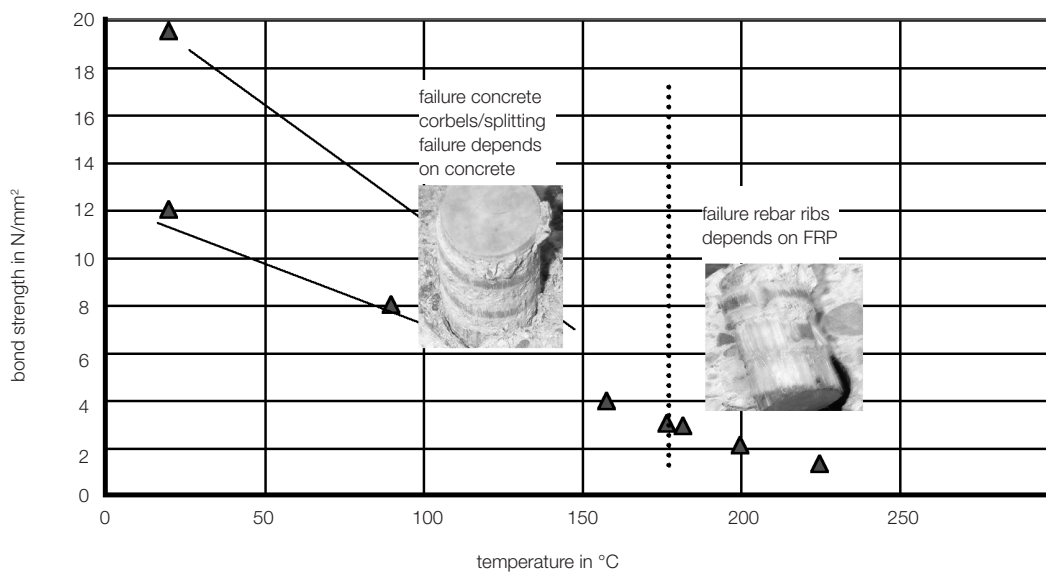
The behaviour of ComBAR® was tested at extremely low temperatures (up to -40 °C) in various test series in Canada according to ISIS specifications / CSA S807. It was shown that the material properties of ComBAR® remain nearly unchanged at extremely low temperatures.

Fire resistance

The resins used in the production of ComBAR® withstand temperatures up to about 200 °C over short time spans. The glass fibres soften/melt at about 600 °C. ComBAR® can catch on fire when exposed to an open flame. After a few seconds the bars stop burning, when no more flammable material remains on the surface of the bars. ComBAR® bars do not contain fire-resisting additives. In case an increased fire resistance of ComBAR®-reinforced structural elements is required, non-structural measures, such as an increase of the concrete cover or an encasement with fire-resistant material, are recommended. Most fire protection methods customary to conventionally reinforced concrete construction can be applied.



temperature dependence of tensile strength of ComBAR®



Pullout test MPa BS and Schöck lab et elevated temperatures: ComBAR® 16 mm

Concrete cover for a 90 Minute fire rating

The isothermal lines for concrete also apply to ComBAR® reinforced elements. The critical temperature of ComBAR® bars is 225°C. When ComBAR® bars are installed in a member with a 30 Minute fire rating the required concrete cover is 30 mm. For a 90 Minute fire rating the required concrete cover for ComBAR® bars is 65 mm. Values for other fire ratings can be interpolated or determined using the isothermal lines of the specific concrete used in the member. Wherever possible, ComBAR® reinforced members should be protected against fire by applying fire coatings or by encasing the concrete member in fire cladding. These measures result in an overall more economical structure.

Design recommendations

ComBAR® - reinforced concrete members should be designed according to the CSA S806-12 “Design and Construction of Building Structures with Fibre-Reinforced Polymers” code. Chapter 16 of the Canadian Highway Bridged Design Code (CAN/CSA-S6-06) “Fibre-Reinforced Structures” applies to the design of bridges and elements thereof. This design recommendation is structured in accordance with the CSA S806 (chapter numbers, section numbers). Chapters and sections which are not listed in these recommendations apply to ComBAR® bars without any changes or comments.

The specified design values and recommendations apply in their essence to a design according to the CHBDC.

1 General Design Requirements

1.1 Fire Performance

The critical temperature of ComBAR® bars is about 225°C. Where high fire ratings are required (90 minutes and more) the most economical design is most likely achieved by installing external fire protection measures, rather than by increasing the concrete cover on the ComBAR® bars.

Detailed information on the behaviour of ComBAR® bars exposed to high temperatures is contained on page 24 of this Technical Information.

1.2 Durability

A detailed description of the newest concept for durability tests on ComBAR® bars in concrete is contained on pages 16 and 17 of this Technical Information. The concept was adopted by the International Concrete Federation fib.

2 Factored Resistance

The resistance factor for ComBAR® bars is $\phi_F = 0.8$.

3 Properties of FRP Components and Reinforcing Materials

3.1 FRP Bars: ComBAR®

Pre-tensioned ComBAR® bars with immediate bond can be installed in pre-cast elements, for example, to produce a completely precompressed element which will remain free of cracks under service loads.

The properties of straight ComBAR® bars are summarized on pages 6 and 7 of this Technical Information.

3.1.1 Testing and Acceptance

To determine the load-bearing core cross-sectional area of the perfectly round ComBAR® bars the exterior diameter is measured using callipers. Twice the depth of the ribs, also measured with callipers, is subtracted from this value to determine the core diameter.

Extensive creep-rupture tests have been performed under load on ComBAR® bars cast into concrete. The tests are performed according to the durability testing procedure outlined on pages 16 and 17 of this Technical Information.

3.1.2 Characteristic Values for Design

The characteristic value of the long-term tensile strength of ComBAR® bars $f_{Fk,t}$ shall be determined according to the procedure outlined on pages 16 and 17 of this Technical Information. Table 1 contains typical values of the characteristic value of the tensile strength for selected environmental conditions and specified design service life times.

The resistance factor for ComBAR® bars is $\phi_F = 0.8$.

Design recommendations

4 Beams And One-Way Slabs

k_b in Equation 8-1 is 0.6 for all ComBAR® bar diameters

4.1 Vibrations

In a test series ComBAR® reinforced beams have been tested for their fatigue behaviour. The tests have shown that ComBAR® bars can sustain three million load cycles at a stress amplitude of 90% when the maximum stress in the ComBAR® bars is limited to 150MPa.

ComBAR® bars subjected to an upper stress of 250MPa and a lower stress of 150MPa sustained at least 2.5 million load cycles. These tests show that, unlike steel, higher stress amplitudes can be sustained by ComBAR® bars if the upper stress is lower.

5 Ultimate Limit States

5.1 Types of Shear Reinforcement

ComBAR® double headed bolts have been developed as shear reinforcement. The design tensile stress in these bolts should be limited to 130 MPa (corresponding strain: 0.2175 %). Conservatively, it can be assumed that the full design force of the headed bolt is anchored at the middle of the headed end. Special caution is advised in the design to make sure that the headed ends are properly embedded in the compression zone of concrete members under flexure and shear.

6 Reinforcement and Tendon Properties for Design

6.1 Design Strength for Reinforcement

The design value of the long-term tensile strength is derived by multiplying the characteristic value by the resistance factor for ComBAR® $\phi_f = 0.8$.

$$f_{fd} = f_{fk,t} \times \phi_f, \text{ ComBAR®}$$

7 Development Length of Bars in Tension

Due to their specially developed ribs, which are cut into the hardened bar, the bond behaviour of ComBAR® bars in normal grade concrete is very similar to that of steel rebar.

The bar surface profile factor of ComBAR® bars is $k_s \leq 1.0$.

In laboratory tests it has been shown that the tensile splitting forces along ComBAR® bars are very small. The minimum concrete cover required to allow for the full transfer of the loads from the ComBAR® bars into the surrounding concrete is $d_b + 10\text{mm}$.

To reduce the development length of straight bars ComBAR® bars with headed ends can be used. The force which can be anchored by a single head is given on page 8.

All ComBAR® splices are class B. The splice length is 1.3 times the development length.

Table 1:

Characteristic values long-term tensile strength ComBAR®

application	design serv. life [years]	environment	thickness (h)	effect. temp. °C	n	η_{env}	$f_{Fk,t}$ [MPa]
diaphragm wall	5	wet	1000 mm	10	2.7	0.64	612
industrial floor slab	100	indoor, const. temp.	150 mm	23	2.65	0.65	617
retaining wall	100	outdoor, direct sun	400 mm	20	3.5	0.57	537
bridge deck	100	outdoor, direct sun	150 mm	25	3.75	0.55	516
façade element	100	outdoor, direct sun	60 mm	30	4.0	0.52	495
underside of bridge	100	outdoor, direct sun	250 mm	20	3.5	0.57	537
sea wall	100	wet	500 mm	20	4.5	0.48	457
impact on barrier wall	0.1	outdoor, direct sun	> 200 mm	20	1.0	0.85	807

NOTE:

The values in Table 1 are characteristic values (as defined in CSA S806). These correspond to the „specified tensile strength“ as defined in CSA S6-06 (CHBDC).

To determine design values of the tensile strength these values are to be multiplied / divided by the appropriate safety or reduction factors specified in the relevant sections of the codes.

Fiberline Composites A/S

Light, strong and durable FRP profiles, gratings and ComBAR®

Fiberline is one of the world's leading suppliers of pultruded FRP-profiles for structures. For more than 30 years we have manufactured durable solutions for construction purposes all over the World. Our focus is quality, efficiency and a high degree of technical innovation.

FRP profiles from Fiberline have a proven track record in the construction industry for combining high strength and low weight with corrosion resistance. This makes it an excellent, cost efficient alternative to traditional materials such as wood, steel and aluminium.

From our state of the art headquarters in Denmark, we constantly push the boundaries of the composite material to meet the demands of the modern energy efficient society.



Fiberline Composites A/S

Barmstedt Allé 5
DK-5500 Middelfart

Phone +45 70 13 77 13
fiberline@fiberline.com

www.fiberline.com



Fiberline Composites A/S Denmark.

Fiberline Composites Canada Inc.

30 Duke Street West, Suite 1009
Kitchener, Ontario - N2H 3W5 - Canada

Phone +1 647-964-1067
combar@fiberline.com

www.fiberline.com



irestal Group



TABLA DE CARACTERÍSTICAS

TÉCNICAS DEL ACERO INOXIDABLE

TABLA DE CORRESPONDENCIA

APROXIMADA DE CALIDADES DEL ACERO
INOXIDABLE ENTRE NORMAS

TABLA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DEL ACERO INOXIDABLE			SERIE 300 -					
			Acero al Cromo Níquel					
			301	302	303	304	304 L	321
DESIGNACIÓN	TIPO ASTM (AISI)							
	COMPOSICIÓN QUÍMICA		C% 0,15 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 16,0018,00 Ni% 6,008,00	C% 0,15 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 17,0019,00 Ni% 8,0010,00	C% 0,15 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 17,0019,00 Ni% 8,0010,00 S% 0,15 Mín,	C% 0,08 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 18,0020,00 Ni% 8,0010,50	C% 0,030 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 18,0020,00 Ni% 8,0012,00	C% 0,08 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 17,0019,00 Ni% 9,0012,00 Ti%>5xC%0,07
PROPIEDADES FÍSICAS	PESO ESPECÍFICO (g/cm³)		7,9	7,9	7,9	7,9	7,9	7,9
	MÓDULO DE ELASTICIDAD (N/mm²)		193.000	193.000	193.000	193.000	193.000	193.000
	ESTRUCTURA		AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO
	CALOR ESPECÍFICO A 20C (J/Kg K)		500	500	500	500	500	500
	CONDUCTIBILIDAD TÉRMICA (W/m K)	a 100 C a 150 C	16 21	16 21	16 21	16 21	16 21	16 21,5
	COEFICIENTE DE DILATACIÓN TÉRMICO MEDIO (x 10 ⁶ C ⁻¹)	0100 C 0300 C 0500 C 0700 C	16,92 17,10 18,18 18,72	17,28 17,82 18,36 18,72	17,3 17,8 18,4 18,7	17,30 17,80 18,40 18,80	17,30 17,80 18,40 18,80	16,74 17,10 18,54 19,26
	INTERVALO DE FUSIÓN (C)		13981420	13981420	13981420	13981454	13981454	13981427
	PERMEABILIDAD TÉRMICA EN ESTADO SOLUBLE RECOCIDO		AMAGNÉTICO 1,02	AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,008
PROPIEDADES ELÉCTRICAS	CAPACIDAD DE RESISTENCIA ELÉCTRICA A 20C (μΩm)		0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
PROPIEDADES MECÁNICAS A 20º	DUREZA BRINELL	RECOCIDO HB CON DEFORMACIÓN EN FRÍO HB	135185 210330	135185 180330	130180 180330	130150 180330	125145 -	130185 -
	DUREZA ROCKWELL	RECOCIDO HRB CON DEFORMACIÓN EN FRÍO HRC	7592 2541 1/4 DURO-DURO	7090 1035	7090 -	7088 1035	7085 -	7088 -
	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN CON DEFORMACIÓN EN FRÍO Rm(N/mm²)	RECOCIDO	590750 8701200 1/4 DURO-DURO	560720 6801180	530700 -	500700 7001180	500680 -	520700 -
	ELASTICIDAD CON DEFORMACIÓN EN FRÍO RP (0,2)(N/mm²)	RECOCIDO	215340 500900 1/4 DURO-DURO	205340 340900	205340 350900	195340 340900	175300 -	205340 -
	RECOCIDO Rp(1) (N/mm²) MÍNIMO		225	245	255	235	215	245
	ALARGAMIENTO 50mm. A(%)		6555 258 1/4 DURO-DURO	6050 5010	6050 -	6550 5010	6550 -	6040 -
	ESTRICCIÓN	RECOCIDO Z (%)	7060	7555	Min. 50	7560	7560	6550
	RESILENCIA	KCUL (J/cm²) KVL (J/cm²)	130 140	160 180	Mín. 100 -	160 180	160 180	120 130
PROPIEDADES MECÁNICAS EN CALIENTE	ELASTICIDAD DIFERENTES TEMPERATURAS	<div> <div>Rp(0,2) (N/mm²)</div> <div>Rp(1) (N/mm²)</div> </div>	a 300 C a 400 C a 500 C	- - -	- - -	125 97 93	115 98 88	150 135 120
			a 300 C a 400 C a 500 C	- - -	- - -	147 127 107	137 117 108	186 161 152
			a 500 C a 600 C a 700 C	- - -	- - -	68 42 14,5	58,5 36 10,5	102 64 16,5
			σ1 / 100.000/ t (N/mm²) a 800 C	-	-	4,9	3,9	5,8
TRATAMIENTOS TÉRMICOS	RECOCIDO COMPLETO RECOCIDO INDUSTRIAL (0C) (I)		ENFR. RÁPIDO 10081120	ENFR. RÁPIDO 10081120	ENFR. RÁPIDO 10081120	ENFR. RÁPIDO 10081120	ENFR. RÁPIDO 10081120	ENFR. RÁPIDO 9531120
	TEMPLE		NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE
	INTERVALO DE FORJA	TEMPER. INICIAL TEMPER. FINAL	1200 925	1200 925	1200 925	1200 925	1200 925	1175 925
	TEMPERATURA FORMACIÓN CASCARILLA	SERVICIO CONTINUO SERVICIO INTERMITENTE	900 810	900 810	- 815	925 840	925 840	900 810
OTRAS PROPIEDADES	SOLDABILIDAD		MUY BUENA	MUY BUENA	NO ACONSEJABLE	MUY BUENA	MUY BUENA	BUENA
	MAQUINABILIDAD COMPARADO CON UN ACERO BESSEMER PARA a. B1112		45%	45%	55%	45%	45%	36%
	EMBUTICIÓN		BUENA	BUENA	REGULAR	MUY BUENA	MUY BUENA	BUENA

AUSTENÍTICO							SERIE 400 - FERRÍTICO		
Acero al Cromo - Níquel - Molibdeno				Acero refractario			Acero al Cromo		
316	316 S	316 L	316 Ti	309	310	310 S	409	420	430
C% 0,08 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 16,0018,00 Ni% 10,0014,00 Mo%2,02,50	C% 0,08 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 16,0018,00 Ni% 12,0014,00 Mo%2,503,00	C% 0,03 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 16,0018,00 Ni% 10,0014,00 Mo%2,002,50	C% 0,08 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 16,0018,00 Ni% 10,0014,00 Mo%2,002,50 Ti5xC%0,80	C% 0,20 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 22,0024,00 Ni% 12,0015,00	C% 0,25 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,50 Máx. Cr% 24,0026,00 Ni% 19,0022,00	C% 0,08 Máx. Mn% 2,00 Máx. Si% 1,50 Máx. Cr% 24,0026,00 Ni% 19,0022,00	C% 0,08 Máx. Mn% 1,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 10,511,75 Ti6xC%0,75	C% 0,15 Min. Mn% 1,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 12-14	C% 0,10 Máx. Mn% 1,00 Máx. Si% 1,00 Máx. Cr% 16,0018,00
7,95	7,95	7,95	7,95	7,9	7,9	7,9	7,7	7,75	7,7
193.000	193.000	193.000	193.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000	200.000
AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	AUSTENÍTICO	FERRÍTICO	MARTENSÍTICO	FERRÍTICO
500	500	500	500	500	500	500	460	460	460
16 21	16 21	16 21	16 21	12,5 17,5	12,5 17,5	12,5 17,5	- -	28 -	26 27
16,02 16,20 17,46 18,54	16,02 16,20 17,46 18,54	16,02 16,20 17,46 18,54	16,50 18,00 19,00 -	14,9 16,7 17,3 18, -	15,9 16,2 16,9 17,5	15,2 16,6 17,6 18,5	11,7 - - 13	10,2 10,8 11,7 12,2	10,4 11, - 11,4 11,9
13711398	13711398	13711398	1370	13981454	13981454	13981454	14271510	14541510	14271510
AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,02	AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,008	AMAGNÉTICO 1,008	FERRO- MAGNÉTICO	FERRO- MAGNÉTICO	FERRO- MAGNÉTICO
0,74	0,74	0,74	0,75	0,78	0,79	0,79	0,59	0,55	0,60
130185 -	130185 -	120170 -	130190 -	140185 -	145210 -	145210 -	120150 -	160190 520225 con tratamiento térmico	135180 180230
7085 -	7085 -	7085 -	7085 -	7085 -	7085 -	7085 -	6580 -	23 -	7588 -
540690 -	540690 -	520670 -	540690 -	540690 -	540690 -	520670 -	360420 -	67 84154 con tratamiento térmico	440590 610900
205410 -	205410 -	195370 -	215380 -	215370 -	215370 -	205370 -	205330 -	205330 -	250400 400860
245	245	235	255	265	265	255	235	235	275
6040 -	6040 -	6040 -	6040 -	5540 -	5540 -	6040 -	3025 -	3025 -	3022 202
7560	7560	7565	7560	7050	7050	7055	-	6055	7060
160 180	160 180	160 180	120 130	160 180	160 180	160 180	95 95	8070 6010	50 65
140 125 105	140 125 105	138 115 95	145 135 125	160 150 145	156 147 137	165 156 147	- - -	- - -	245 215 155
166 147 127	166 147 127	161 137 117	176 166 156	- - -	- - -	181 171 137	- - -	- - -	- - -
82 62 20 6,5	82 62 20 6,5	71 53 15,5 5	82 62 20 6,5	- 49 13,6 4,9	- 70,6 30 15,5	- 58,5 19,5 5	- - - -	- - - -	29,42 16,67 5,88 -
ENFR. RÁPIDO 10081120	ENFR. RÁPIDO 10081120	ENFR. RÁPIDO 10081120	ENFR. RÁPIDO 10201070	ENFR. RÁPIDO 10361120	ENFR. RÁPIDO 10361149	ENFR. RÁPIDO 10361149	ENFR. AL AIRE 885	ENFR. LENTO 843899	ENFR. AL AIRE 750815
NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	NO COGE TEMPLE	9821030C Rev. 149371C	NO COGE TEMPLE
1200 925	1200 925	1200 925	1150 750	1175 980	1175 980	1175 980	1150 750	10931149C (retardar enfriamiento)	1060 650
925 840	925 840	925 840	925 840	1090 1000	1120 1035	1120 1030	800 850	648 809	840 890
MUY BUENA	MUY BUENA	MUY BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA UNIÓN FRÁGIL	BUENA UNIÓN FRÁGIL	BASTANTE BUENA UNIÓN FRÁGIL
45%	45%	45%	-	45%	45%	45%	50%	45%	55%
BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	BUENA	BASTANTE BUENA	MEDIOCRE	BASTANTE BUENA

TABLA DE CORRESPONDENCIA APROXIMADA DE CALIDADES DEL ACERO INOXIDABLE ENTRE NORMAS

EN (EUROPA) Nº		AISI (USA)	UNS	AFNOR (FRANCIA)	BSI (REINO UNIDO)	DIN (ALEMANIA)	GOST (FEDERACION RUSA)	JIS (JAPON)	SS (SUECIA)	UNE (ESPAÑA)	UNI (ITALIA)
X 10 CrNi 18-8	1.4310	301	S 30100	Z 11 CN 18-08 Z 11 CN 17-08	301 S 21	1.4310		SUS 301	23 31	X12 CrNi 17-07	X 12 CrNi 1707
		302	S 30200	Z 12 CN 18-09	302 S 25	1.4319				X10CrNi 18-09	X 8 CrNi 1910 X 10 CrNi 1809
X 8 CrNiS 18-9	1.4305	303	S 30300	Z 8 CNF 18-09	303 S 21 303 S 31	1.4305		SUS 303	23 46	X10 CrNiS 18-09	X 10 CrNiS 1809
X 5 CrNi 18-10	1.4301	304	S 30400	Z 7 CN 18-09	304 S 15 304 S 16	1.4301	08 Kh 18N10 08 Kh 18N11	SUS 304	23 32 23 33	X6CrNi 19-10	X 5 CrNi 1810
X 2 CrNi 18-9	1.4307	304 L	S 30403	Z 3 CN 19-09	304 S 11	1.4307		SUS 304 L	23 52		
X 2 CrNi 19-11	1.4306	304 L	S 30403	Z 3 CN 18-10	304 S 11	1.4306	03 Kh 18N 11	SUS 304 L	23 52	X2CrNi 19-10	X 2 CrNi 1811
X 15 CrNiSi 20-12	1.4828	309	S 30900	Z 17 CNS 20-12	309 S 24	1.4828	20 Kh 23N 13	SUH 309			X 16 CrNi 2314
X 12 CrNi 23-13	1.4833	309 S	S 30908	Z 15 CN 23-13		1.4833		SUS 309 S			X 6 CrNi 2314
		310	S 31000		310 S 24	1.4845	20 Kh 23N 18	SUH 310			X 22 CrNi 2520
X 8 CrNi 25-21	1.4845	310 S	S 31008	Z 8 CN 25-20	310 S 16	1.4845 1.4842	10 Kh 23N 18	SUS 310 S	23 61		X 6 CrNi 2520
X 5 CrNiMo 17-12-2	1.4401	316	S 31600	Z 7 CND 17-11-02	316 S 31	1.4401		SUS 316	23 47	X6CrNiMo 17-12-03	X 5 CrNiMo 1712
X 3 CrNiMo 17-13-3	1.4436	316	S 31600	Z 7 CND 17-12-02	316 S 33	1.4436		SUS 316	23 43	X6CrNiMo 17-12-03	X 5 CrNiMo 1713
X 2 CrNiMo 17-12-2	1.4404	316 L	S 31603	Z 3 CND 17-11-02 Z 3 CND 17-12-02	316 S 11	1.4404	03 Kh 17N 14 M2	SUS 316 L	23 48	X2CrNiMo 17-12-03	X 2 CrNiMo 1712
X 2 CrNiMo 18-14-3	1.4435	316 L	S 31603	Z 3 CND 18-14-03	316 S 13	1.4435	03 Kh 16N 15 M3		23 53	X2CrNiMo 17-12-03	X 2 CrNiMo 1713
X 2 CrNiMo 17-12-3	1.4432	316 L	S 31603	Z 3 CND 17-13-03	316 S 13	1.4432		SUS 316 L	23 53	X2CrNiMo 17-12-03	X 2 CrNiMo 1713
X 6 CrNiMoTi 17-12-2	1.4571	316 Ti	S 31635	Z 6 CNDT 17-12	320 S 31	1.4571	08 Kh 17N 13 M2T 10 Kh 17N 13 M2T	SUS 316 Ti	23 50	X6CrNiMoTi 17-12-03	X 6 CrNiMoTi 1712
X 6 CrNiTi 18-10	1.4541	321	S 32100	Z 6 CNT 18-10	321 S 31	1.4541	08Kh 18N 10 T	SUS 321	23 37	X6CrNiTi 18-11	X 6 CrNiTi 1811
X 6 CrAl 13	1.4002	405	S 40500	Z 8 CA 12	405 S 17	1.4002		SUS 405		X6CrAl 13	X6CrAl 13
X 2 CrTi 12	1.4512	409	S 40900	Z 3 CT 12	409 S 19	1.4512		SUH 409 L SUS 409			X2CrTi12 X6CrTi12
X 6 Cr 17	1.4016	430	S 43000	Z 8 C 17	430 S 17	1.4016	12Kh 17	SUS 430	23 20	X8Cr17	X8Cr17
X 6 CrMo 17-1	1.4113	434	S 43400	Z 8 CD 17-01	434 S 17	1.4113		SUS 434			X8CrMo 17
X 20 Cr 13	1.4021	420	S 42000	Z 20 C 13	420 S 29 420 S 37	1.4021	20 Kh 13	SUS 420 J1	23 03	X20Cr 13	X20 Cr 13
X 30 Cr 13	1.4028	420	S 42000	Z 33 C 13	420 S 45	1.4028	30 Kh 13	SUS 420 J2	23 04	X30Cr 13	X30 Cr 13
X 39 Cr 13	1.4031	420	S 42000	Z 33 C 13	420 S 45	1.4031			23 04		
X 46 Cr 13	1.4034	420	S 42000	Z 44 C 14		1.4034	40 Kh 13			X40Cr 13	X40 Cr 14
X 17 CrNi 16-2	1.4057	431	S 43100	Z 15 CN 16-02	431 S 29	1.4057	20 Kh 17 N 2	SUS 431	23 21	X15CrNi 16	X16Cr Ni 16

